



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

ALEKSI JOKELA
TERÄSBETONILAATAN MITOITUKSEN KEHITTYMINEN

Kandidaatintyö

Tarkastaja: Yliopistonlehtori
Olli Kerokoski

TIIVISTELMÄ

ALEKSI JOKELA: Teräsbetonilaatan mitoituksen kehittyminen,

Development of the designing of the reinforced concrete slab

Tampereen teknillinen yliopisto

Kandidaatintyö, 47 sivua, 13 liitesivua

Kesäkuu 2017

Rakennustekniikan kandidaatin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: Yliopistonlehtori Olli Kerokoski

Avainsanat: kandidaatintyö, teräsbetonilaatta, mitoittaminen

Teräsbetonirakenteita käytetään kaikenlaisessa rakentamisessa. Suomessa teräsbetonirakentaminen yleistyi 1900-luvun alussa. Teräsbetonirakentamiseen tehtiin ensimmäiset määräykset vuonna 1928, jonka jälkeen betonin ja terästen yhteistoimintaa rasituksen aikana on tutkittu jatkuvasti. Nykyään tiedetään paljon tarkemmin voimien jakaantuminen betonin ja terästen välillä. Tämän on mahdollistanut betonin ja terästen valmistuksen tarkentuminen. Materiaalien lujuuden kehitys on tehnyt rakenteista kestävämpiä ja taloudellisempia.

Useissa vanhoissa teräsbetonilaatoissa huomattiin olevan halkeamia. Tämä työn tarkoituksena oli tutkia, onko vanhoissa mitoitusohjeissa ollut puutteita mitoittaessa raudoitusta. Lähtökohtana oli selvittää Eurokoodi 2:n mukainen mitoittaminen ja verrata sitä vanhempiin ohjeisiin.

Työn tuloksena saatiin selville, että teräsbetonilaattojen reunoilla ja nurkissa on voinut olla puutteellisia raudoituksia ennen vuotta 1945. Teräsbetonilaatan halkeilua alettiin huomioida vakavasti vuonna 1965, jolloin otettiin myös käyttöön vähimmäisraudoitus. Lisäksi materiaalien lujuuksien kasvu vaikuttaa rakenteiden halkeamiseen.

Työn tuloksia voidaan käyttää apuna vanhojen teräsbetonilaattojen korjaussuunnittelussa.

ALKUSANAT

Haluan kiittää Inspecta Oy:ta ja Kimmo Kontiaista mielenkiintoisesta aiheesta ja avustuksesta tähän työhön. Tämän työn tekeminen oli haastavaa, mutta opin samalla paljon uusien ja vanhojen teräsbetoni-laattojen mitoituksista.

Tampereella, 18.6.2017

Aleksi Jokela

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
2.	EUROKOODIN MUKAINEN SUUNNITTELU	2
2.1	Materiaalit	2
2.2	Mitoitus murtorajatilassa.....	5
2.2.1	Taivutus murtorajatilassa	5
2.2.2	Leikkaus murtorajatilassa	6
2.2.3	Lävistys	7
2.2.4	Ankkurointi ja jatkokset.....	8
2.3	Käyttöraja-tila.....	11
2.3.1	Jännitysten rajoittaminen	11
2.3.2	Halkeamien rajoittaminen	12
2.3.3	Taipuman rajoittaminen	13
3.	MITOITTAMINEN VUOSINA 1930–1945	16
3.1	Materiaalit	16
3.2	Mitoittaminen.....	17
3.3	Ristiin kantavat laatat ja pilarilaatat.....	18
4.	MITOITTAMINEN VUOSINA 1945–1955	20
4.1	Materiaalit	20
4.2	Ankkurointi ja jatkokset.....	21
4.3	Ristiin kantavat laatat ja pilarilaatat.....	23
5.	MITOITTAMINEN VUOSINA 1955–1965	24
5.1	Materiaalit	24
5.2	Mitoittaminen.....	26
6.	MITOITTAMINEN VUOSINA 1965–1975	27
6.1	Materiaalit	27
6.2	Mitoittaminen.....	29
7.	MITOITTAMINEN VUOSINA 1975–2007	31
8.	PÄÄTELMÄT	35
9.	YHTEENVETO	37
10.	LÄHTEET	39

LIITE A: RAKENTEEEN MITOITUS EUROKOODIN MUKAAN

LIITE B: RAKENTEEEN MITOITUS VUONNA 1943

LIITE C: RAKENTEEEN MITOITUS VUONNA 1953

LIITE D: RAKENTEEEN MITOITUS VUONNA 1955

LIITE E: RAKENTEEEN MITOITUS VUONNA 1968

LIITE F: RAKENTEEEN MITOITUS RAKMK B4:N MUKAAN

Lyhenteet ja merkinnät

a	Suurin sallittu taipuma
A_{ct}	Betonin vetopuolen pinta-ala
A_{sw}	Leikkausraudoituksen jakoväli
$A_{s,prov}$	Poikkileikkauksessa käytetty teräspinta-ala
$A_{s,req}$	Poikkileikkauksen vaadittu teräspinta-ala
A_u	Tuesta 0,5d ulottuvan alueen pinta-ala
A_c	Rakenteen poikkileikkauksen betonin pinta-ala
A_{sv}	Leikkausraudoituksen pinta-ala
A_{bh}	Vetoraudoitusta ympäröivän betonin pinta-ala
b_t	Poikkileikkauksen leveys
$C_{Rd,c}$	Kerroin, $0,18/\gamma_c$
d	Laatan tehollinen korkeus
e	Epäkeskisyyys
E_{cm}	Betonin kimmokerroin
E_r	Teräksen kimmokerroin
f_{ck}	Betonin puristuslujuus
f_{yk}	Teräksen myötölujuus
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctm}	Betonin vetolujuuden keskiarvo
$f_{ct,eff}$	Betonin vetolujuuden keskiarvo halkeamien muodostumisen ajankohtana
ΔF_{td}	Leikkausvoiman aiheuttama lisävetovoima

f_{ywd}	Terästen pienennetty myötölujuus
h	Laatan korkeus
K	Kerroin, jolla otetaan huomioon erilaiset rakennejärjestelmät
k_b	Tartuntakerroin, joka riippuu teräksen laadusta ja sijainnista
k_p	Geometrisesta raudoitussuhteesta johtuva kerroin
l_b	Tangon ankkurointipituus
s	Terästen jakoväli
u	Tuesta $0,5d$ ulottuvan alueen piiri
u_s	Tangon ympärysmitta
V_{ed}	Mitoittava leikkausvoima
$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys
$V_{Rd,s}$	Leikkausraudoituksen myötäämisen raja
$V_{Rd,max}$	Betonin leikkauskestävyys
V_s	Leikkausraudoituksen lävistyskestävyys
V_c	Betonin lävistyskestävyys
z	Sisäinen momenttivarsi
α	Leikkausraudoituksen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuoran akselin välinen kulma
α_{cc}	Betonin puristuslujuuteen vaikuttavien pitkäaikaistekijöiden osavarmuusluku
α_{cw}	Kerroin, jolla otetaan huomioon puristusjännitystilän vaikutus
β	Rakennetyypistä johtuva kerroin
γ_c	Betonin osavarmuuskerroin
γ_s	Teräksen osavarmuuskerroin
ε_{yk}	Teräksen myötövenymä

η	Teräksen tartuntakerroin, sileillä teräksillä 1,0 ja harjateräksillä 1,6
θ	Betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuoran akselin välinen kulma
ν_1	Lujuuden pienennyskerroin
ρ	Geometrinen raudoitussuhde
ρ	Suurin tarvittava raudoitussuhde vetoteräksille rakenteessa
ρ'	Suurin tarvittava raudoitussuhde puristusteräksille rakenteessa
ρ_0	Raudoitussuhteen vertailuarvo $\sqrt{f_{ck}} * 10^{-3}$
σ_{bvm}	Betonin vetolujuus
σ_m	Halkeaman keskimääräinen suuruus
σ_s	Teräsjäännitys murtorajatilassa
σ_t	Vetoterästen jännitys halkeaman kohdalla
ϕ	Tangon halkaisija

1. JOHDANTO

Korjausrakentamisen tarve kasvaa kiihtyvällä vauhdilla Suomessa, jossa rakennuskanta vanhenee jatkuvasti. Tämän takia korjausrakentaminen ja sen suunnittelu on tärkeässä asemassa nyt ja tulevaisuudessa.

Korjausrakentaminen on haastavaa, sillä siinä ei riitä tietämys pelkästään nykyaikaisten rakenteiden vaatimuksista ja rakenteiden mitoitusperusteista, vaan on myös ymmärrettävä hyvinkin vanhoja rakenneteknisiä ratkaisuja. Tämä on yksi haastava tekijä korjausrakentamisen suunnittelussa, sillä rakentaminen ja varsinkin rakenteiden mitoitusmenetelmät ovat kehittyneet jatkuvasti ajansaatossa tietotaidon lisääntyessä. Kuitenkin saman aikakauden rakenteet on pääosin toteutettu samankaltaisesti, sillä rakentamista ja rakenteiden mitoitusta säädellään määräyksien avulla.

Suomessa on käytetty useita eri ohjeita betonirakenteiden mitoituksessa ajan myötä ja määräävät lait ovat uudistuneet useaan otteeseen. Viime vuosituhaten alussa betonirakentamista sääteli Helsingin rakennusjärjestys. Vuonna 1928 perustettiin Betoniyhdistys, joka laati ensimmäiset kansallista betonirakentamista säätelevät ohjeet, jotka valtioneuvosto vahvisti vuonna 1929. Tästä asti Betoniyhdistys on toiminut viranomaisten konsulttina betonirakentamisessa ja ohjeiden kehittäjänä. Vaikka statiikan ja voimasuureiden laskeminen on pysynyt hyvin samankaltaisena, on vuosien varrella kehitelty tarkempia menetelmiä rakenteen käyttäytymiselle kuormituksen alaisena. Samaan aikaan rakennusmateriaalien kehittymisen on mahdollistanut jatkuvat tutkimukset ja erityisesti valvonnan lisääntyminen. Koska betonin ja betoniteräksen yhteistoimintaa on tutkittu ja kehitetty jatkuvasti, tuloksena on saatu entistä tehokkaampia ja taloudellisempia poikkileikkauksia ja samanaikaisesti myös turvallisempia.

Vanhoja rakenteita korjattaessa rakennesuunnittelijan tulee huomioida varsinaisessa rakenteessa käytetyt materiaalit, rakenneratkaisut, mahdolliset vauriot ja näiden korjaustapa. Tämän kandidaatintyön tarkoituksena on auttaa ymmärtämään ja selittämään vanhoissa rakenteissa käytettyjä raudoituksia ja olla näin osaltaan apuna korjaussuunnittelussa. Tämä työ keskittyy pääasiassa yhteen suuntaan kantaviin teräsbetonilaattoihin ja niiden raudoituksen kehittymiseen, mutta myös materiaalien kehitys on avainasemassa. Tarkasteltavat rakennemääräykset sijoittuvat 1930-luvulta aina eurokoodin mukaiseen mitoitukseen asti.

2. EUROKOODIN MUKAINEN SUUNNITTELU

Eurokoodien valmisteleminen alkoi jo vuonna 1975, mutta niitä alettiin käyttämään vasta 2000-luvulla. Suomessa on voitu käyttää vuodesta 2007 alkaen betonirakenteiden suunnittelussa standardia SFS EN-1992-1-1 Eurokoodi 2 muutamien poikkeuksin, jotka on myöhemmin kumottu. Eurokoodi 2 sisältää betonirakenteiden suunnittelun yleiset ja rakennuksia koskevat säännöt. Kyseisessä standardissa on myös esitelty viitteellisiä ohjeita ja arvoja, jotka tarkennetaan Suomen kansallisessa liitteessä. Standardissa mainittuja arvoja noudatetaan, ellei Suomen kansallisessa liitteessä SFS EN-1992-1-1-NA toisin mainita. Näin ollen on hyvä muistaa huomioida kyseinen liite.

Laatta on määritelty standardissa SFS EN-1992-1-1 niin, että laatta on rakenneosa, jonka sivumitta on vähintään 5 kertaa suurempi kuin laatan kokonaispaksuus. Laattaa pidetään yhteen suuntaan kantavana, jos sillä on 2 yhdensuuntaista tukematonta reunaa tai se on suorakaiteen muotoinen ja sen pidemmät sivut ovat vähintään 2 kertaa pidemmät kuin lyhyet sivut (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 57). Jos nämä ehdot eivät täyty, kutsutaan laattaa ristiin kantavaksi. Ristiin kantavan laatan taivutusmomentin laskeminen on hieman haastavampaa kuin yhteen suuntaan kantavan laatan, mutta tähän on laadittu helpottavia menetelmiä auttamaan voimasuureiden laskemisessa. Näitä menetelmiä ovat muun muassa MBP-menetelmä ja myötöviivateoria. Kolmantena rakennemallina on olemassa pilari-laattoja, jotka toimivat hieman eri lailla kuin seiniin tai palkkiin tukeutuvat laatat. Tällaisissa rakenteissa tulee kiinnittää erityisesti huomiota lävistyskestävyyteen pilarien kohdalla, taivutusmomentin jakaantumiseen ja taipuman suuruuteen.

2.1 Materiaalit

Betonista saadaan nykyään monia erilaisia massoja ominaisuuksiltaan, joista mitoituksen kannalta tärkein ominaisuus on puristuslujuus f_{ck} . Betoni on jaettu puristuslujuuksien mukaan lujuusluokkiin, jotka on koottu taulukkoon 1. Tässä taulukossa on myös esitelty betoniluokkien tärkeimmät kestävyys- ja muodonmuutosominaisuudet. Puristuslujuuden lisäksi betonilla on vetolujuutta f_{ctm} , vaikka sitä ei taivutusmitoituksessa oteta huomioon. Vetolujuuden arvo on noin 1/10 puristuslujuudesta. Betonin kimmokerroin E_{cm} muodostuu betonissa käytetyistä raaka-aineista ja vaikuttaa merkittävästi betonin muodonmuutoksiin.

Standardissa SFS EN-1992-1-1 (2015 s. 16) teräkselle koskevat mitoituksen säännöt ovat voimassa, kun teräs on harjaterästä ja sen myötölujuus f_{yk} on pienempi kuin 600 MPa.

Betonin ja teräksen kestävyys lisää varmuutta mitoituksessa osavarmuusluvuilla, joita ovat betonilla kansallisen liitteen mukaan $\alpha_{cc}=0,85$ ja $\gamma_c=1,5$ ja betoniteräksellä $\gamma_s=1,15$ (SFS EN-1992-1-1-NA 2016, s.15). Betonin osavarmuusluvut ovat suurempia kuin teräksen, koska betonista on vaikea saada tasalaatuista ja luotettavaa massaa. Teräksen valmistus on hyvin valvottu ja luotettava prosessi, joten voidaan käyttää pienempiä osavarmuuskertoimien arvoja. Näillä osavarmuuskertoimilla otetaan huomioon mahdolliset mittapätarkkuudet sekä valmistusvaiheessa syntyvät epäedulliset erot materiaalissa eli epähomogeenisuus.

Taulukko 1. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS EN-1992-1-1, s. 30).

Betonin lujuusluokka														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
η	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Teräsbetonin ominaisuuksia ja muodonmuutoksia rajoittavat käytössä olevat rasitusluokat, jotka määritellään käytön, ympäristön ja haitallisten aineiden alttiuden mukaan. Rasitusluokat määrittelevät betonin vähimmäislujuusluokan, suojabetonipeitteen paksuuden, sallitun halkeamaleveyden ja käytettävän teräsmateriaalin. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset ovat taulukossa 2 rasitusluokittain. Betonipeitteen vähimmäisarvoon lisätään mitoituksessa mittapoikkeaman verran betonipeitettä, joka on yleensä 10

mm. Tehtaissa valmistetuissa tuotteissa ja luotettavan laadunvalvonnan mukaan voidaan mittapoikkeamaa vähentää 5 mm. (SFS EN-1992-1-1-NA 2016, s. 17)

Taulukko 2. Raudoituksen suojabetonipeite (SFS EN-1992-1-1-NA, s. 17).

Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm) eri ympäristöolosuhteissa							
Kriteeri	Rasitusluokka standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 4.1 mukaan						
	X0	XC1	XC2	XC3, XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5
<p>Huomautus 1. Tartuntajänteille, joiden pitkäaikainen jännitys käyttörajatilassa on korkeintaan 400 N/mm^2, sovelletaan betoniteräkselle asetettuja vaatimuksia.</p> <p>Huomautus 2. Betonipeitteen vähimmäisarvoa voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonin lieeriölujuus on vähintään 10 MPa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittava vähimmäislieeriölujuus.</p> <p>Huomautus 3. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset koskevat myös jänneterästen ankureita ja valuun asennettavia metalliosia ellei niitä ole korroosiosuojattu rasitusluokkaa vastaavasti.</p> <p>Huomautus 4. Betonin säilyvyyden tulee myös muilta osin täyttää 100 vuoden käyttöikävaatimus, mikäli rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta</p>							

Taulukon arvot on suunniteltu 50 vuoden käyttöiälle, mutta suojabetonin paksuutta voidaan lisätä, jos halutaan rakenteen kestävän pidempään. Nykyään rakenteet suunnitellaan kestävän todennäköisesti ainakin 50 tai 100 vuotta. Näistä rakenteista alle 5 % voi sortua ennen suunniteltua käyttöikää. 50 vuoden suunnitellulla käyttöiällä melkein puolet rakenteista tulisi kestää 150 vuotta ja osan 300 vuotta. Arvioitu käyttöikä tulee ottaa huomioon suunnittelussa ja suunnitella rakenne siten, että se kestää kuormituksen ja ympäristöstä aiheutuvan rasituksen koko suunnitellun käyttöiän. Liian kovan rasitusluokan tai pitkän käyttöiän rakennetta ei kuitenkaan kannata suunnitella, koska kustannukset saattavat nousta liian suuriksi. Toisaalta liian pienen rasitusluokan käyttö, joka on kiellettyä, vähentää rakenteen käyttöikää ja kestävyyttä.

2.2 Mitoitus murtorajatilassa

Murtorajatilassa rakenteen materiaali pettää, jolloin rakenne menettää rakenteelliset ominaisuutensa ja kantokestävyytensä. Rakennetta ei koskaan saa päästää tähän tilaan. Jos tähän tilaan kuitenkin päädytään, tulee sortumisen olla sitkeä. Sitkeän murtumisen aikana ihmiset voivat vielä pelastua rakennuksesta tai murtumaa voidaan ehkäistä keventämällä kuormaa tai vahvistamalla rakennetta. Jotta standardin SFS EN-1992-1-1 murtorajatilamitoitusta voidaan käyttää, on tehtävä muutamia oletuksia rakenteen toiminnasta ja käyttäytymisestä kuormituksen alaisena.

2.2.1 Taivutus murtorajatilassa

Tärkeimmät oletukset taivutuskestävyyttä mitoittaessa ovat seuraavat: laatan poikkileikkaustasot pysyvät tasoina, betoni ja betoniteräs toimivat homogeenisenä rakenteena ja betonin vetolujuutta ei oteta huomioon. Näin ollen betoniteräkset ottavat vastaan kaiken vedon ja betoni puristuksen. Betonin kestävät rasitukset ovat taulukossa 1, lisäksi myös terästen myötölujuus tunnetaan. Materiaaleille kohdistuvat jännitykset ja niiden muodonmuutokset lasketaan tilanteeseen sopivalla tavalla. Saaduilla tuloksilla varmistetaan, että rakenne kestää momentin aiheuttaman taivutuksen rakenteessa. (SFS EN-1992-1-1, s. 82)

Taivutus tarkastetaan murtorajatilassa, jotta saadaan varmuus rakenteen kestävydestä. Lisäksi rakenteen murron tulisi olla sitkeä, jolloin vetorautoitus myötää ennen murtumistaan. Hauras murto voidaan välttää tarkistamalla poikkileikkaus ali- ja ylirautoituksen varalta. Alirautoitettu rakenne murtuu, kun betonin taivutusvetolujuus ylittyy eivätkä teräkset pysty vastaanottamaan niille kohdistuvia voimia. Ylirautoitetussa poikkileikkauksessa betonin puristuslujuus on pienempi kuin terästen myötäämiseen tarvittava voima, jolloin betoni murtuu äkillisesti. Normaalirautoitetussa rakenteessa murtuminen kestää pidempää kuin muissa tapauksissa. Päärautoituksen minimimäärä laatoissa lasketaan kaavalla

$$A_{t,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t d , \quad (1)$$

mutta teräksien pinta-alan tulee kuitenkin enemmän kuin $0,0013b_t d$. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 156) Minimirautoitus on lähinnä halkeilujen ehkäisemiseksi. Lisäksi tulee muistaa suurimmat sallitut pääteräsmäärät, jotka ovat limitysten ulkopuolella $0,06A_c$ ja kohdalla $0,12A_c$ (SFS EN-1992-1-1-NA 2016, s. 25).

Päärautoituksesta tuodaan 50 % lasketun kentän teräsmäärästä tuelle ja ankkuroidaan rakenteeseen luotettavasti. Päärautoitus mitoitetaan myös tahattomalle kiinnitysmomen-

tille, vaikka kyseisessä rakennemallissa olisikin nivel. Kiinnitysmomentin arvona pidetään reunatuilla 25 % viereisen kentän maksimimomentista. Nämä raudat tulee kääntää laatan yläpintaan estämään tahattomasta momentista aiheutuvat halkeamat laatan yläpinnassa tuen lähellä. (SFS EN-1992-1-1 s. 157) Vähimmät tankovälit laatan raudoituksessa on esitetty taulukossa 3 (SFS EN-1992-1-1-NA 2016). Yhteen suuntaan kantavissa laatoissa jakoraidoituksena tulee käyttää vähintään 20 % pääraudoituksen määrästä. Jakoraidoitus ottaa vastaan laattavaikutuksesta johtuvaa betonin kutistumaa alapinnassa. (SFS EN-1992-1-1, s. 156)

Taulukko 3. Laatan tankojen minimijakovälit.

	Tankovälit yleensä	Pistevoimien ja suurten momenttien kohdalla
Pääraudoitus	3h < 400 mm	2h < 250 mm
Jakoraidoitus	4h < 600 mm	3h < 400 mm

2.2.2 Leikkaus murtorajatilassa

Teräsbetonilaatan leikkauskestävyyttä laskettaessa tulee mitoittavan leikkausvoiman V_{Ed} olla pienempi kuin laatan leikkauskestävyys $V_{Rd,c}$, kun leikkausraudoitusta ei ole. Jos näin ei ole, tulee leikkausvoiman olla pienempi kuin $V_{Rd,s}$, jolloin leikkausraudoitus myötäilee. Leikkausvoiman tulee olla myös pienempi kuin $V_{Rd,max}$, jolloin betoni murtuu puristuksesta. Voimasuureet lasketaan seuraavilla kaavoilla 2–4:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck}} * b * d \quad (2)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta \quad (3)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_t * z * v_1 * f_{cd}}{\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta}}, \quad (4)$$

jossa k on laatan tehollisesta korkeudesta riippuva kerroin. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 84–87)

Betonin puristussauvojen kulman θ valinta leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevaan akseliin nähden vaikuttaa tarvittavaan raudoitukseen. Kun valitaan suurempi kulma, betonin leikkauskestävyys kasvaa. Pienemmällä kulmalla taas saadaan laskennallisesti parempi hyöty leikkausraudoituksesta, jolloin leikkausraudoituksen laskennallinen määrä vähenee. Kulma tulee kuitenkin valita 21,8 ja 45°:n väliltä, jolloin arvo $\cot \theta$ on 1–2,5. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 87)

Kun V_{Ed} eli mitoittava leikkausvoima on pienempi kuin $V_{Rd,c}$, laskennallista leikkausraudoitusta ei tarvita. Vähimmäisleikkausraudoitusta ei yleensä tarvita laatoissa, koska näissä voimien uudelleen jakautuminen on mahdollista poikittaissuunnassa. Jos taas käytetään leikkausraudoitusta, V_{Ed} on oltava pienempi kuin leikkauskestävyys, joka on pienempi arvoista $V_{Rd,s}$ tai $V_{Rd,max}$. Jos leikkausraudoitus toteutetaan, laatan tulee olla myös vähintään 200 mm korkea (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 157).

Jos rakenteeseen ajatellaan kohdistuvan suuria pistevoimia, tulee asentaa leikkausraudoitus. Vaikka vähimmäisleikkausraudoitusta ei ole asetettu laatoille, niin maksimi hakavälinä on kuitenkin $0,75 d$, kun käytetään pystyhakoja. Ylös taivutettuja tankoja voidaan käyttää pelkästään, kun leikkausvoima on kolmannes betonin leikkauskestävyydestä. Näiden pystytankojen suurin väli voi olla d verran jänteen suunnassa ja poikittain jännettä vastaan $1,5 d$. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 157) Vinoja leikkausraudoituksia mitoittaessa tulee niiden kestävyys ja etäisyydet laskea Eurokoodin 2 luvun 6.2 mukaan (SFS EN-1992-1-1 2015).

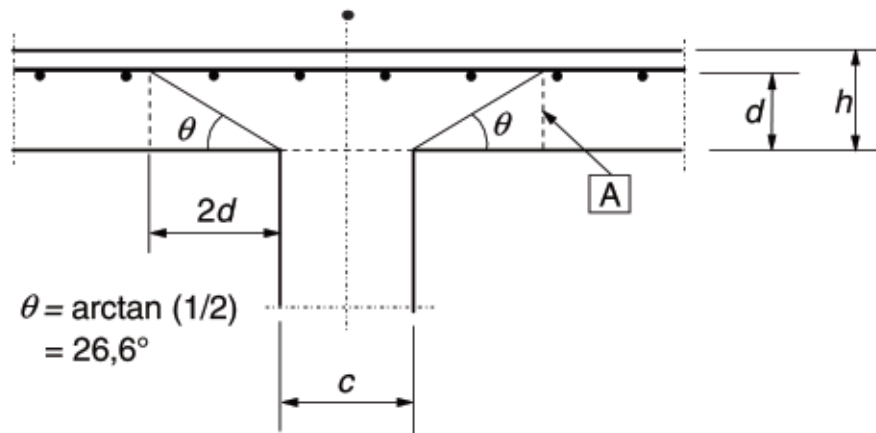
Rakennetta tarkasteltaessa tulee myös huomioida leikkausvoimasta pääraudoituksille syntyvä lisävetovoima pääraudoitusta mitoittaessa. Kun otetaan lisävetovoima huomioon leikkausraudoitetussa laatussa, käytetään kaavaa

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha) \quad (\text{SFS EN-1992-1-1 2015, s. 89}). \quad (5)$$

Leikkausraudoittamattomassa laatussa lisäveto voidaan ottaa huomioon siirtämällä taivutusmomenttia matkan d verran epäedulliseen suuntaan. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 157)

2.2.3 Lävistys

Teräsbetonilaatan murtuminen lävistyksestä voi tapahtua, kun suuri pistekuorma tai tukireaktio kuormittaa laattaa suhteellisen pienellä alueella (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 95), kuten esimerkiksi pilarilaatoissa. Lävistyskestävyys tulee tutkia esimerkiksi pilarin reunalla ja perustarkastuspiirin kohdalla. Perustarkastuspiiri kulkee kuormitusalueen reunasta $26,6^\circ$ kulmassa kohti vastapuolen raudoitusta (kuva 1). Tällöin piiri kulkee $2,0 d$ etäisyydellä tuen reunasta. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 96)



Kuva 1. Lävistyskestävyyden perustarkastuspiiri u (SFS EN-1992-1-1, s. 96).

Laatan ja pilarin väliin voidaan tehdä sienipaksunnoksia parantamaan leikkauskestävyyttä. Vahvikkeet voivat olla sekä suorakulmaisia tai suoraviivaisia laattaan kohden. Jos paksunnoksen leveys on pienempi kuin $2,0 h_H$ eli 2 kertaa vahvennuksen korkeus, voidaan lävistymisjännitystä tarkastella vahvikkeen ulkopuolella. Jos taas sienen leveys on suurempi kuin $2,0 h_H$, tarkastellaan lävistystä ja leikkausta sekä paksunnuksen kohdalla, että sen ulkopuolella. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 98-99)

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys saadaan laskettua kaavan 2 avulla, josta jätetään b ja d pois. Jos betonin lävistyskestävyys ei riitä, tarvitaan leikkausraudoitus. Leikkausraudoituksen kestävyys voidaan laskea kaavalla

$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \quad . \text{ (SFS EN-1992-1-1, s. 98-99) } (6)$$

2.2.4 Ankkurointi ja jatkokset

Standardin SFS EN-1992-1-1 (2015 s.130) raudoitusta koskevat säännöt koskevat ainoastaan harjaterästangoista tehtyjä raudoituksia staattisesti kuormitetuissa rakenteissa. Raudoituksen ja ankkuroinnin mahdollisia ratkaisuja on monia, joten suunnittelijan tulee itsenäisesti valita tilanteeseen parhaiten sopiva tapa. Näiden tapojen on kuitenkin täytettävä Eurokoodi 2 vaatimukset sijainnista, ankkuroinnista ja terästen jatkamisesta.

Tankojen sijainnista toisiinsa nähden on laadittu ohjeet, koska betonimassan on päästävä esteittä valettavaan tilaan, jolloin raudoitteiden tartunnat toimivat mahdollisimman hyvin. Tankojen etäisyys toisiinsa nähden on siis oltava $a_{min} = \max \{20 \text{ mm}; d_g + 3 \text{ mm}; \phi\}$. d_g on betonissa käytettävän kiviaineksen suurin raekoko. Kerroksittain asennettaessa yläpuolella olevien tankojen tulee sijaita alempien tankojen kohdalla, jotta betonimassa pääsee kulkemaan helposti tankojen alapuolelle. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 130)

Raudoitus tulee ankkuroida riittävällä pituudella betoniin, jotta tartuntavoimat siirtyvät luotettavasti betonille, jotta haitalliset halkeilut ja lohkeilut vältetään. Jos ankkurointia ei voida toteuttaa suoralla tangolla, tulee käyttää poikittain hitsattavia tankoja, jotka lisäävät tartunnan kestävyyttä nopeasti ja tehokkaasti. Tartuntalujuuden on oltava riittävän suuri, jotta tartunta kestää murtorajatilassa olevat voimat eikä pääse pettämään. Tartunnan pettämisen seurauksena voi syntyä haitallista halkeilua ja rakenne voi menettää suunnitellun kestävyytensä. Tartuntalujuus saadaan kaavalla

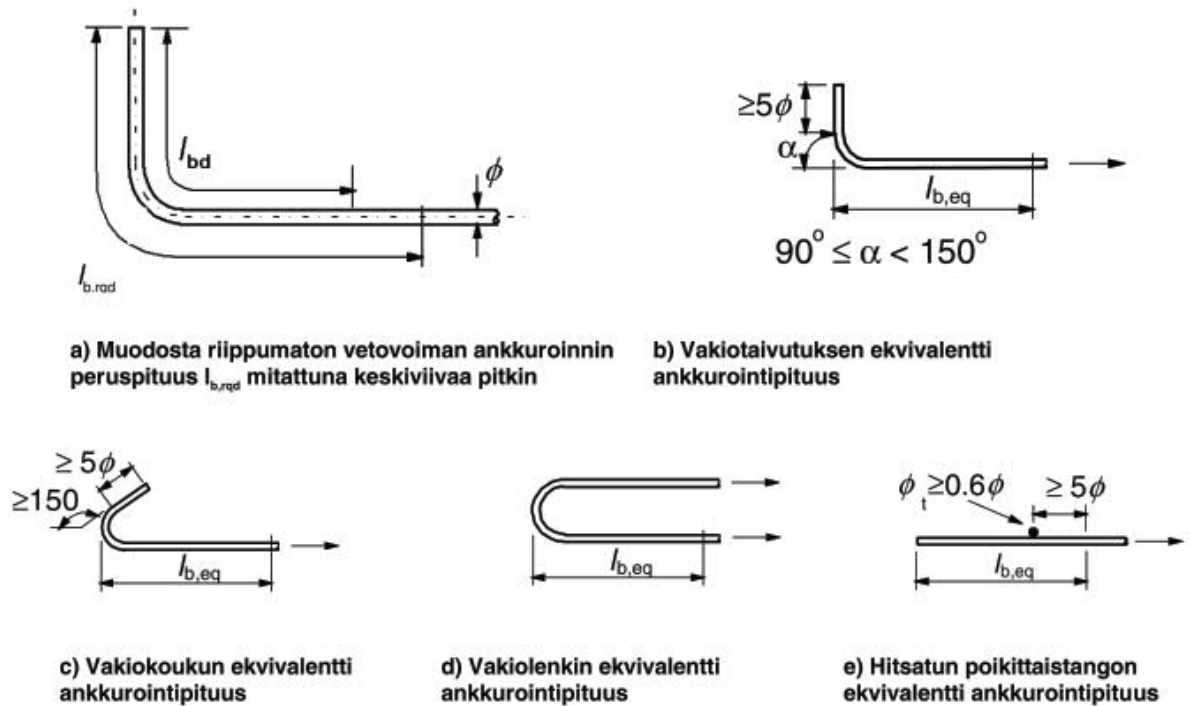
$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad , \quad (7)$$

jossa η -kertoimet riippuvat tartuntaolosuhteista ja teräksen halkaisijasta. Tartuntaolosuhteisiin vaikuttavat rakenteen koko, terästen sijainti rakenteessa ja betonointisuunta. Kun raudoituksella ei ole hyviä tartuntaolosuhteita, valitaan kertoimelle η_1 arvo 0,7. Kerroin η_2 on 1,0 mikäli teräksen halkaisija on $\phi \leq 32 \text{ mm}$, muulloin 0,7. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 132-133)

Ankkurointiin tarvittava pituus voidaan laskea, kun ankkuroitava voima jaetaan teräksen pinta-alalle. Kaavassa

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (8)$$

σ_{sd} on mitoittava teräsännitys ankkuroitavassa kohdassa. Mitoittava ankkurointipituus l_{bd} saadaan vaaditusta ankkurointi pituudesta kertomalla α -kertoimilla, joihin vaikuttavat ankkuroinnin muoto, tapa ja betonipeite. Kuitenkin arvoa $l_{b,rqd}$ voidaan pienentää yhteensä vain 30 % täydestä arvosta. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 134) Raudoitus voidaan ankkuroida useilla tavoilla, kuten kuvassa 2 on esitetty. Taivutukset ja koukut parantavat vetoterästen ankkurointia ja näitä on edullista käyttää esimerkiksi tuilla, joissa on lyhyt ankkurointimatka. Paras vaihtoehto olisi taivuttaa teräkset vaakatasossa, johon lisätään hakateräksiä sitomaan raudoitus yläpintaan.



Kuva 2. Vaihtoehtoisia ankkurointimenetelmiä (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 132).

Vakioankkurointitavoille voidaan käyttää yksinkertaistettua menetelmää mitoittavan ankkurointipituuden saamiseksi. Kuvan 2 mukaiset ekvivalentit ankkurointipituudet saadaan kertoimilla α_1 ja α_4 vaaditusta ankkurointipituudesta, kertoimet valitaan standardin SFS EN-1992-1-1 (2015 s. 135) taulukon 8.2 mukaan. Vetovoimaa ankkuroitaessa pienin sallittu ankkuroimispituus pitää olla vähintään $\max\{0,3 l_{b,rd}; 10 \phi; 100 \text{ mm}\}$ (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 134). Leikkausraudoituksen eli yleensä hakojen ankkurointi tehdään yleisesti taivutusten ja koukkujen avulla ja niiden sisäpuolelle asetetaan tanko. Myös hitsattua poikittaisraudoitusta voidaan käyttää, jos vaaditaan lyhyttä ankkurointimatkaa pienessä tilassa. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 135)

Teräksiä jatketaan mekaanisilla liitoksilla tai hitsaamalla, mutta yleisin tapa on kuitenkin limijatkokset. Betoni ei saisi kuitenkaan lohkeilla tai halkeilla haitallisesti jatkosten kohdalla samalla, kun teräksissä vaikuttavat voimat siirtyvät luotettavasti tangolta toiselle. Jatkospituuden l_0 arvot saadaan vaaditusta ankkurointipituudesta, mutta minimimatkana l_0 on kuitenkin $\max\{0,3 l_{b,rd}; 15 \phi; 200 \text{ mm}\}$. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 137-138) Limijatkoksia ei tulisi tehdä kuitenkaan vierekkäisillä tangoilla samassa kohtaan, jotta välttyttäisiin betonin halkeilulta. Riittävänä etäisyytenä viereiseen jatkokseen, voidaan pitää arvoa $0,3 l_0$ (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 138). Rauditusverkkoja limitettäessä olisi

hyvä käyttää taulukon 4 arvoja limityspituuksina jakoraidoituksen limitystä suunniteltaessa, kun pääraidoituksen limityspituus suunnitellaan kuten yksittäiset tangot (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 140).

Taulukko 4. Harjateräsverkkojen jakoraidoituksen limityspituus (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 141).

Jakolankojen halkaisija (mm)	Limityspituus
$\phi \leq 6$	≥ 150 mm; vähintään 1 verkon silmäväli limityspituudella
$6 < \phi \leq 8,5$	≥ 250 mm; vähintään 2 verkon silmäväliä
$8,5 < \phi \leq 12$	≥ 350 mm; vähintään 2 verkon silmäväliä

Tankonippuja jatkettaessa ei saa jatkaa koko nippua yhdessä kohtaan vaan nipun jokainen tanko on jatkettava eri kohdassa. Näin saadaan siirrettyä voimat nipulta toiselle luotettavasti ja välttämään haitallisilta halkeamilta jatkoksen kohdalla. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 142)

2.3 Käyttörajatila

Käyttörajatilamitoituksen tarkoituksena on tarkastella rakennetta halkeilun ja taipumien varalta, mitkä estävät tai haittaavat rakenteen suunniteltua käyttöä. Myös rakenteen ulkonäkö pitäisi säilyä suunniteltuna koko käyttöiän ajan, mitä pienetkin halkeamat voivat turmella.

2.3.1 Jännitysten rajoittaminen

Jännityksiä rajoittamalla vältetään turhilta halkeamilta, jotka taas vaikuttavat haitallisesti rakenteeseen. Jännityksestä johtuvat halkeamat ovat jännityksen suuntaisia ja niitä voi syntyä betonin puristuspintaan, jos laatussa ei ole riittävää laajenemista estävää poikittaisraidoitusta tai betonipeitettä. Jos vetoraidoitukselle tulee liikaa jännitystä, terästen venymä voi olla silloin epälineaarista tai laatta alkaa taipua ja halkeilla alapinnastaan. Kun betonin nimellistä puristusjännitystä alennetaan kertoimella 0,45 ja terästen vetolujuutta pienennetään kertoimella 0,6, voidaan haitallinen halkeilu ja taipuma katsoa vältetyksi. Näin esimerkiksi B500B teräksen suurin jännitys rakenteissa ei saisi ylittää 300 MPa. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 117)

Jännityksiä rajoittamalla vaikutetaan viruman määrään. Koska betonin viruma johtuu betonin jännityksestä, kimmokertoimesta ja ajasta, taipuma kasvaa jännityksen mukaan. Jännitystä rajoittamalla voidaan ehkäistä virumasta syntyvää muodonmuutosta.

2.3.2 Halkeamien rajoittaminen

Teräsbetonirakenteissa syntyy halkeilua monesta syystä, kuten esimerkiksi liian aikaisesta kuormituksesta, pakkosiirtymistä tai taivutuksen, leikkauksen ja vedon seurauksena. Näistä voi syntyä yllättävän suuriakin halkeamia, jotka vaikuttavat ulkonäön lisäksi myös rakenteen kestävyys. Veden tai muiden haitallisten aineiden pääseminen halkeamaan voi jäätyessään murtaa rakennetta lisää tai vaikuttaa raudoitukseen epäedullisesti, esimerkiksi korroosion vaara kasvaa. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 117-118) Halkeama leveydeksi w_k voidaan sallia taulukon 5 mukaiset arvot, jotka riippuvat rasitusluokista.

Taulukko 5. Halkeama leveyksien enimmäisarvot (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 118).

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4 XD1, XS1	0,3	0,2 ²
XD2, XD3 XS2, XS3,	0,2	Vetojännityksetön tila
<p>HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.</p> <p>HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.</p>		

Laatan joutuessa haitallisen aineen rasitukselle, tulee miettiä tarkasti rakenteeseen syntyvä rasitus ja siitä syntyvät vaarat. Tällöin on hyvä rajoittaa halkeamista annetusta ohjearvosta, jos käyttöä saavuttaminen on epätodennäköistä näillä ohjearvoilla. Halkeama leveydet voidaan laskea Eurokoodin 2 kohdan 7.3.4 mukaisesti (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 123). Kohdissa, joissa voi esiintyä vetoa ja halkeilua halutaan rajoittaa, tarvitaan vähimmäisraudoitusta. Jos laskettu halkeamaleveys ylittää sallitun arvon ja halkeama rajoitusta vaaditaan, tarkastetaan ensin vähimmäisraudoitusala, joka voidaan laskea kaavalla

$$A_{s,min} * \sigma_s = f_{ct,eff} A_{ct} \quad (9)$$

Jos taas tarkempi laskenta osoittaa, että pienempi määrä raudoitusta riittää, niin sitä voidaan käyttää. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 119)

Laatoissa, joiden korkeus on alle 200 mm ja edellä mainitut raudoitussäännöt toteutettu, ei tarvita halkeamista rajoittavia toimenpiteitä, jos merkittäviä vetäviä normaalivoimia ei esiinny. Mutta halkeilua ja sen leveyttä, voidaan estää yksinkertaisesti tankokokoa ja jakoväliä rajoittamalla. Taulukoissa 6 ja 7 on esitetty teräsjännityksen mukaan maksimi arvot tangon halkaisijalle ja jakovälille halkeama leveyden mukaan. Taulukot on koottu halkeamaleveyden laskennan perusteella. Taulukkojen arvojen lähtöarvoina on yleisesti käytetyt ominaisuudet, joten lukemat ovat vain suuntaa antavia ja halkeamaleveydet tulee tarkastaa vaadittaessa. (SFS EN-1992-1-1, s. 121)

Taulukko 6. Tangon halkaisijan rajoittaminen (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 122).

Teräsjännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokokoo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Taulukko 7. Tankojen jakovälin rajoittaminen (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 122).

Teräsjännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

2.3.3 Taipuman rajoittaminen

Laatat voivat taipua käytön aikana, mutta taipumaa tulee rajoittaa siten, että siirtymästä ei synny haitallisia vaurioita liittyvissä rakenteissa tai rakenteen ulkonäkö voi kärsiä. Liittyviä rakenteita ovat muun muassa laatan pintarakenteet, jos laatta toimii lattiana. Myös väliseinät, lasit, verhoukset, taloteknisetlaitteet ja näiden kiinnitykset voivat vaurioitua

liiallisesta taipumasta. Suuret taipumat voivat myös vaikuttaa rakenteen käyttöön haitallisesti. Yleisesti voidaan pitää, että rakenteen ulkonäköä tai käyttöä huonontaa taipuma, jonka suuruus on jännemitta jaettuna 250. Rakenteeseen liittyvien osien vahingoittuminen voi tapahtua, kun taipuman suuruus on jännemitta jaettuna 500. (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 125-126)

Taipumaa voidaan rajoittaa jännevälin ja rakenteen korkeuden suhteen avulla. Mikäli kyseessä oleva rakenne alittaa jännevälin ja korkeuden suhteen raja-arvon, jotka määritellään seuraavilla kaavoilla:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ jos } \rho \leq \rho_0 \quad (10)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right], \text{ jos } \rho > \rho_0 \quad (11)$$

voidaan rakenteen taipumaa pitää hyväksyttävänä. Näissä kaavoissa on oletettu teräsjännitykseksi 310 MPa. Jos käytetään muuta jännitystä, tulee saatu tulos kertoa kertoimella

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{\frac{f_{yk} \cdot A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \quad . \text{ (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 126-127)}$$

Lisäksi saatu tulos kerrotaan kertoimella

$$\frac{7}{l_{eff}} \quad ,$$

jos jänneväli ylittää 7m. Yli 8,5m jännevälin pilarilaatoilla kertoimena on

$$\frac{8,5}{l_{eff}} \quad .$$

Taulukossa 8 on annettu arvot kertoimelle K yleisimmille rakennejärjestelmille. Lisäksi kyseiseen taulukkoon on laskettu jännevälin ja tehollisen korkeuden suhteita yleisimmillä lähtöarvoilla ($f_{ck} = 30$ MPa ja $\sigma_s = 310$ MPa). Mikäli jännevälin ja tehollisen korkeuden suhde ei täytä annettuja ohjearvoja tulee taipuma laskea tarkasti standardin SFS EN-1992-1-1 (2015 s. 127) kohdan 7.4.3 mukaan.

Taulukko 8. Kertoimen K ja suhteen l/d arvoja yleisesti (SFS EN-1992-1-1 2015, s. 127).

Rakennejärjestelmä	K	Suuren jännityksen kuormittama betoni $\rho = 1,5 \%$	Pienen jännityksen kuormittama betoni $\rho = 0,5 \%$
Vapaasti tuettu palkki, vapaasti tuettu yhteen tai molempiin suuntiin kantava laatta	1,0	14	20
Jatkuvan palkin reunakenttä tai yhteen suuntaan kantavan jatkuvan laatan tai molempiin suuntiin kantavan laatan reunakenttä, kun laatta on yhden pitkän sivun yli jatkuva	1,3	18	26
Palkin tai yhteen suuntaan tai molempiin suuntiin kantavan laatan keskikenttä	1,5	20	30
Laatta, joka on pilarien varaan ilman palkkeja tuettu (pilarilaatta) (pitemmän jänteen perusteella)	1,2	17	24
Uloke	0,4	6	8

HUOM. 1 Esitetyt arvot on valittu siten, että ne ovat yleensä varmalla puolella, ja laskenta voi usein osoittaa, että hoikemmat rakenneosat ovat mahdollisia.

HUOM. 2 Molempiin suuntiin kantavilla laatoilla tarkistus suoritetaan lyhyemmän jänteen perusteella. Pilarilaatoilla valitaan pitempi jännemitta.

HUOM. 3 Pilarilaatoissa esitetyt rajat vastaavat lievempää rajoitusta kuin jänteen keskelle syntyvä taipuma, jonka suuruus on pilariväli jaettuna luvulla 250. Kokemus on osoittanut, että tämä on riittävää.

3. MITOITTAMINEN VUOSINA 1930–1945

Ensimmäiset teräsbetonirakenteiden mitoitusohjeet ilmestyivät vuonna 1929, jonka jälkeen tärkeimmät säännöt on koottu Rakentajain kalenteriin. Rakentajain kalenterista, joka ilmestyy vuosittain, voidaan saada selville kyseisen aikakauden mitoituksen perusteet, koska kyseisissä teoksissa on julkaistu betoniyhdistyksen määräämät säännöt ja yleiset ohjeet vuoden 1929 jälkeen.

1930-luvun teräsbetonirakenteiden mitoitus on ollut lähtökohtaisesti hyvin alkeellista. Betonin ja teräksen käyttäytymistä ei ole ymmärretty täysin tarkasti, vaikka perusperiaatteet ovat olleet oikeita. Tästä esimerkkinä voidaan poimia betonin puristusjännityksen jakautuminen poikkileikkauksessa. Betonin puristusjännityksen jakauma on oletettu lineaarisesti kasvavaksi neutraaliakselin jälkeen, vaikka nykyään käytetään suorakaiteen muotoista jakaumaa murtorajatilalaskelmissa.

3.1 Materiaalit

Raaka-aineiden käyttö ja materiaalien valmistus eivät ole olleet juurikaan säännösteltyä tai valvottuja. Seurauksena on ollut vaikea saavuttaa homogeenista poikkileikkausta, joka toimisi yhtenäisesti. Myös rakenteellisten osien mitat ovat voineet olla virheellisiä valvonnan puutteen vuoksi. Lisäksi on ohjeistettu valamaan pelkällä sementtiliimalla palkkien ja laattojen alaosat, mikä vaikuttaa rakenteen ominaisuuksiin epäedullisesti (Suomen Rakennusmestariliitto 1937, s. 140).

Betonin kestävyyttä ei jaoteltu luokkiin vaan käytetyn betonin oli saavutettava koekappaleissa tai ennakkokokeissa 16 MPa puristuslujuus 1930-luvun alussa ja 14 MPa puristuslujuus 1930-luvun lopun jälkeen. Mitoittaessa rakennuksia tästä lujuudesta voitiin käyttää 4 MPa tai 1/6 lujuudesta, jos mitattu lujuus oli suurempi kuin 24,5 MPa. 1930-luvun lopulla korotettua jännitystä voitiin käyttää, jos puristuslujuus ylitti 18 MPa. Suurin sallittu betonin puristusjännitys mitoituksessa oli kuitenkin 6 MPa. Alennettu puristuslujuus toimi nykyaikaisen osavarmuusluvun korvikkeena. Betonin kimmokertoimeksi oli annettu $E_{cm} = 21 \text{ GPa}$, joka on hieman alhainen nykyisiin betoneihin verrattuna. Betonissa käytetyn kiviaineksen suurin sallittu raekoko on ollut pienin terästankojen väleistä, mutta muutoin kiviaineksen käytössä ei vaadittu valvontaa kovinkaan tarkasti. (Suomen Rakennusmestariliitto 1937, 147-148) (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 270)

Teräksen ominaisuuksilta vaadittiin 370 MPa murtolujuutta, josta mitoituksessa voitiin käyttää teräksen sallittuna jännityksenä 120 MPa. Jos rakenteen paksuus oli alle 100 mm,

voitiin teräksen jännityksenä käyttää enintään 100 MPa. Jos kuitenkin käytettiin alle 370 MPa vetolujuuden terästä, tuli rakenteessa olevien terästen sallittua jännitystä laskea samassa suhteessa. (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 270) Nykypäivänä käytetään mitoituksessa teräksen myötölujuutta, joka on arvoltaan hieman pienempi kuin murtolujuus.

Materiaalien käyttöiän kestoa ei 30-luvulla vielä suunniteltu, vaikka suojabetonin määrää säännösteltiin teräksen ruostumisen varalta. Kuivissa olosuhteissa teräsbetonilaatan suojabetonin paksuuden ohjeistettu arvo oli 10 mm ja rasetetuissa olosuhteissa 15 mm. (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 263)

3.2 Mitoittaminen

Mitoittaminen perustui statiikan laskelmiin, joissa betoni ottaa puristusjännitykset ja teräs vetojännitykset. Kuten yllä todettiin, betonin puristusjännityksen jakauma on oletettu kolmiomaiseksi, jolloin betoni tarvitsee suuremman alueen puristusvoiman ottamiseksi. Samalla sisäinen momenttivarasi kasvaa hieman. Kun lisäksi käytettiin materiaalien kestossa alhaisia lukuja potentiaalin nähden, jouduttiin kasvattamaan poikkileikkausta ja teräsmäärää.

Teräsbetonirakenteiden leikkausjännitystä rajoitettiin arvoon 1,4 MPa tavallisissa tapauksissa. Jos leikkausjännitys kasvoi 0,55 MPa suuremmaksi, tuli leikkausraudoituksen ottaa vastaan koko voima yksinään. Tämän vuoksi päärautoja tuli nostaa yläpintaan 45° kulmassa leikkausraudoitukseksi hakojen lisäksi. Kun pistemäinen voima rasitti laattaa, voitiin ottaa päärautojen suunnassa kuormitusalaksi $t+2s$, jossa t on pistekuorman leveys ja s rakenteen korkeus. Toisessa suunnassa leveydeksi otettiin 2/3 jännevälistä, jos jakoraudoitusta oli vähintään 20 % pääraudoista. Kuitenkin tukien kohdalla käytettiin molempiin suuntiin $t+2s$ pituista matkaa. Leikkausjännitys laskettiin kaavasta

$$\tau_0 = \frac{Q}{\frac{7}{8} * d * b} \quad . \quad (12)$$

Hakojen ottama jännitys laskettiin kaavalla

$$\tau_{0B} = \frac{B}{b * e} \quad , \quad (13)$$

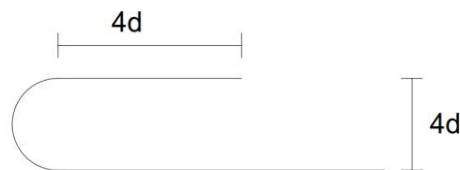
jossa e on hakaväli ja B on hakojen ottama voima. (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 136)

Ankkurointiin tarvittava tartuntajännitys laskettiin kaavalla

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u} \quad , \quad (14)$$

jossa b on poikkileikkauksen leveys ja u on suorien terästankojen yhteenlaskettu ympärysmitta. (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 268) Jos ankkuroinnissa käytettiin seuraavissa kohdissa määriteltäviä koukkuja ja tangon halkaisija on pienempi kuin 25 mm, voitiin tartuntajännityksen laskenta jättää pois. Laskettu tartuntajännitys ei saanut ylittää arvoa 0,5 MPa. (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 271)

Ankkuroitaviin tai jatkettaviin teräksiin tehtiin koukkuja, mutta niiden sisäsäde piti olla suurempi kuin 2ϕ . Koukun piti tulla takaisin vähintään sisähalkaisijan verran kuvan 3 mukaan. Koukkujatkoksia käytettäessä tuli koukkujen etäisyyden olla 40ϕ ja hitsatuissa jatkoksissa 60ϕ . Hitsatuissa jatkoksissa jatkoksen poikkileikkausala piti kasvattaa 25 %. Suurten rasitusten kohdalla jatkoksia piti välttää. Jos kuitenkin vaadittiin jatkosta tällaisella alueella, tuli koukut tehdä puristuspuolelle ja jatkettavien terästen limittyä vähintään 10ϕ . (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 262-263)



Kuva 3. 1930-luvulla vaaditun koukun mitat.

Vierekkäisten terästen vapaan välin tuli olla vähintään $\max\{\phi; 20 \text{ mm}\}$ ja päällekkäisten vähintään $\max\{\phi; 15 \text{ mm}\}$. Jakovälinä pääteräksillä tuli olla $1,5 h$, mutta kuitenkin väliltä 150–400 mm. Jakorautoja tuli olla 20 % pääraudoista, mutta 300 mm pienempää jakoväliä ei tarvinnut käyttää. (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 273)

Laatoille oli annettu vähimmäispaksuudet tuentatyyppin mukaan taipumien ja halkeilun ehkäisemiseksi. Vapaasti tuettujen laattojen paksuuden tuli olla huonerakenteissa vähintään $\max\{1/35L; 60 \text{ mm}\}$, pihamaillo, joissa on ajoliikennettä vähintään 90 mm ja jatkuvien tai kiinnitettyjen laattojen korkeus vähintään $\max\{1/45 L; 60 \text{ mm}\}$. Laatan päihin oli varattava raudoitus mahdollisen kiinnitysmomentin takia. (HUOM! Ei aseteta määrävaahtimuksia) (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 272)

3.3 Ristiin kantavat laatat ja pilarilaatat

Ristiin kantavien laattojen tasainen kuormitus jaettiin laatan jännevälien suhteessa jännevälille a :

$$q_a = q \frac{b^4}{a^4 + a^4} \quad (15)$$

ja jännevälille b:

$$q_b = q \frac{a^4}{a^4 + a^4} \quad (16)$$

Muutoin teräsmäärät lasketaan normaalisti. Taipuman tuli kuitenkin olla yhtä suuri laatan keskipisteessä molemmista suunnista tarkastettuna. Näin lasketun positiivisen momentin arvoa voidaan vähentää 20 %, jos laatan sivujen suhde on pienempi kuin 1:1,5. Ristiin kantavien laattojen pääraudoituksen jakoväli tuli olla $2h$, mutta kuitenkin välillä 200–400 mm. Ristiin raudoitetun vapaasti tuetun laatan korkeuden tuli olla vähintään $\max\{1/50 L; 60 \text{ mm}\}$ ja kiinnitetty vähintään $\max\{1/60 L; 60 \text{ mm}\}$. (Suomen Rakennusmestariliitto 1937, s. 149)

Sienikatoissa eli pilarilaatoissa tukimomentteja voitiin pienentää, jos käytettiin sienivahviketta laatan ja pilarin välissä. Tällaista pilarilaattaa mitoitettiin muun muassa kaistoina, joita oli kolme pilarin välissä. Näitä kaistoja oli keskikaista ja 2 reunakaistaa, joihin momentit jakautuvat eri tavalla. Kaistat taas mitoitettiin jatkuvien palkkien mukaan. Sienilaatan korkeutena tuli käyttää vähintään $\max\{1/32 L; 150 \text{ mm}\}$ tai vesikatoissa vähintään $\max\{1/40 L; 120 \text{ mm}\}$. (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 272)

1940-luvun alussa käytettiin samankaltaista mitoitusta, mutta lisäyksenä on tullut teräsmateriaaleihin luokittelu tavallisen ja erikoisteräksen välillä. Tavallisten terästen paikalla voidaan käyttää erikoisteräksiä eli teräksiä, joilla murtovetolujuus on yli 500 MPa ja myötölujuus noin 350 MPa riippuen käytetyn teräksen halkaisijasta. Näiden terästen sallittu vetojännitys rakenteissa on 180 MPa ja vähintään 100 mm paksuissa laatoissa 200 MPa. Hitsattujen pyöröteräsverkkojen lujuutena voidaan sallia 240 MPa, jos verkko koostuu 4–12 mm teräksistä ja teräs on murtolujuudeltaan 500 MPa. (Suomen Rakennusmestariliitto 1942, s. 271)

4. MITOITTAMINEN VUOSINA 1945–1955

Vuoden 1945 aikoihin teräsbetonirakenteiden mitoittamiseen tuli lisäyksiä aikaisempiin vuosiin nähden yksinomaan materiaalien luokitteluun ja niiden käyttöön rakentamisessa. Luokittelun tullessa mukaan on voitu käyttää suurempia jännityksiä betonissa ja teräksissä, koska materiaalien valmistamista on alettu valvomaan tarkemmin. Kuitenkin samalla jännitysten laskenta on pysynyt entisellään.

4.1 Materiaalit

Betonin valmistukseen ja materiaalien käyttöön alettiin laatimaan standardeja, joita oli noudatettava ja valvottava. Näiden standardien mukaan betoni voitiin jakaa A-, B- ja C-betoniin. A-luokka oli näistä kaikkein vaativin luokka. Tässä luokassa betonin valmistus oli tarkoin valvottua ja säännösteltyä. Materiaalit tuli mitata paino-osin tarkan seossuhteen määrittämiseksi ja ennen rakentamista tuli varmistaa betonin riittävä lujuus ennakkokokeista. B-luokan betonin tuli täyttää 20 MPa puristuslujuus ja tämä oli todettava ennakkokokein. B-luokan valmistuksessa on lievennyksiä valvomiseen ja betonissa käytettävien kiviaineksen koostumuksen suhteen. Käytetyt aineet betonin valmistuksessa sai kuitenkin mitata tilavuusosina, jolloin myös seossuhteet hieman vääristyivät. Kaikkein vähäisimmät vaatimukset olivat C-luokan betonissa, jossa ei vaadittu enää koekappaleita valmistuksen yhteydessä vaan oli todettava muutoin, että puristuslujuutena on vähintään 15 MPa. Lisäksi oli olemassa säästöbetoni, jota voitiin käyttää ainoastaan B-luokassa. Säästöbetonissa käytetään suuria kiviä, joiden sijoitus rakenteeseen tulee tehdä niin, että se ei heikennä kestävyyttä. Teräsbetonia käytettäessä jokaisella betonityypillä on maksimipuristusjännityksensä mitoituksessa. Nämä arvot on esitelty taulukossa 9. Taulukon arvojen välit voitiin interpoloida suoraviivaisesti betonin lujuuteen nähden. (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 343-346)

Taulukko 9. Betonin sallitut puristusjännitykset luokittain.

Betoniluokka	A	B	C
Kuutiolujuus, min [MPa]	20/40	20	
σ_{sall} [MPa]	3,6-6,0/10,6-12,0	6,0-7,5	3,6-5,0

Betonin kimmokerroin vaihteli tarkasteltavan suureen myötä. Mitoituksessa käytettiin betonin ja teräksen kimmokertoimen suhteen $n = 15$. Betonin kimmokerroin oli lujalle (yli

40 MPa) A-luokan betonille 21 GPa ($n = 10$) ja muilla betoniluokilla 14 GPa. (Suomen Rakennusmestariiliitto 1952, s.355)

Teräksien luokittelu kehittyi myös eteenpäin ja lisäksi aloitettiin käyttämään harjaterästä. Teräokset jaettiin sileäpintaisiin teräksiin ja harjateräksiin. Sileäpintaiset teräokset jaettiin vetolujuuden perusteella taulukon 11 mukaisiin luokkiin (Suomen Rakennusmestariiliitto 1952, s.338).

Taulukko 11. Sileäpintaisten betoniteräksien luokittelu.

Sileät teräokset	vetolujuus [MPa]	myötölujuus [MPa]
St 37	370-440	240
St 44	440-520	260
St 52	520-600	340

Jokaiselle sileä pintaishelle teräslaadulle on lisäksi mitoituksessa käytettävä maksimijännitystä taulukon 12 mukaan (Suomen Rakennusmestariiliitto 1952, s. 354).

Taulukko 12. Mitoituksessa käytettävät sallitut jännitykset sileäpintaishille teräksille.

Teräslaatu	Maksimi vetolujuus [MPa]		
	A-betoni	B-betoni	C-betoni
St 37	140	140	120
St 44	150	150	120
St 52	180	180	120
verkko	220	220	140

Koska harjateräs V40 on erilainen muodoltaan, on sen vaatimukset jatkettaessa ja ankkuroitaessa erilaiset kuin sileäpintaishelle teräksellä. Harjateräksen vetolujuuden oli määrätty olevan yli 400 MPa. Tästä lujuudesta voitiin mitoittamisessa käyttää A- ja B-betoniluokissa arvoa 220 MPa. Jos rakenteen paksuus oli yli 100 mm, voitiin käyttää arvoa 240 MPa. C-betonia käytettäessä sallittuna lujuutena oli 140 MPa. Harjoilla varustetun teräksen suojabetonipeite laatoissa oli oltava vähintään 15 mm ja rasiituissa olosuhteissa 20 mm. (Suomen Rakennusmestariiliitto 1952, s. 381)

4.2 Ankkurointi ja jatkokset

Rakentajain kalenterin (Suomen Rakennusmestariiliitto 1952) mukaan mitoittaminen taiputukselle ja leikkaukselle on pysynyt samanlaisena verrattuna 1940-luvun alkuun. Ma-

teraaalien ja niiden luokittelun muuttuessa suurimmat erot ovat ankkuroinnissa ja jatkok-
sissa, joissa on ollut eroja eri materiaaliluokkia käytettäessä. Erot koskevat lähinnä tar-
tuntajännitystä ja ankkuroimistapaa. Tartuntajännityksen laskulauseke muuttui muotoon

$$\tau_1 = \frac{Q}{u \cdot z} \quad . \text{ (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s.358)} \quad (17)$$

Vuodesta 1945 eteenpäin Rakentajain kalenterin (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 347) mukaan 1930-luvulla terästen ankkuroinnissa käytetyt koukut voitiin jättää pois, jos terästen halkaisija oli alle 16 mm tai teräksenä käytetään harjaterästä. Vetoterästen jat-
kospituudet riippuivat käytetystä betoniluokasta ja teräksestä, koska sallitut tartuntajän-
nityksien enimmäismäärät muuttuivat näiden mukaan. Terästen sallittuja tartuntajänni-
tyksiä (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 353,381) on esitetty taulukossa 13. Teräk-
siä jatkettaessa tuli kuitenkin käyttää vähimmäispituuksia ankkuroinnille, vaikka sallit-
tuja tartuntajännityksiä ei ylitetty. Näitä vähimmäispituuksia (Suomen Rakennusmestari-
liitto 1952, s. 347) olivat taulukon 14 mukaiset arvot materiaaliluokittain.

Taulukko 13. Terästen sallitut tartuntajännitykset.

Tartuntajännitykset [MPa]	Betoniluokka		
	A	B	C
Sileä teräs	0,6	0,5	0,4
Harjateräs	1,8	1,6	1,2

Taulukko 14. Terästen jatkospituudet (sileissä teräksissä koukut).

Teräs	Jatkospituus
St 37	35 φ
St 44	40 φ
St 52	45 φ
V40	35 φ
verkko pää/jako	50 φ tai 3 silmäväliä/silmäväli
leikkausraudoitus	15 φ

Terästen jatkoksia ei tullut myöskään tehdä suurten rasitusten kohdalla, mutta vaaditta-
essa ankkuroinnit oli vietävä puristuspuolelle, jolloin ankkurointipituudet kasvavat. Jat-

koksia ei saanut tehdä vierekkäisissä tangoissa samassa kohdassa vaan 1/4 poikkileikkauksen teräksistä voitiin jatkaa samassa kohtaa. Terästen sijoittelussa toisiinsa nähden voitiin käyttää 1930-luvun aikaista ohjetta. (Suomen Rakennusmestari liitto 1942) (Suomen Rakennusmestari liitto 1952)

Laatan raudoituksessa tulee ottaa huomioon tukimomentit varsinkin jatkuvissa rakenne-malleissa. Rakentajain kalenterin (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 136) mukaan jatkuvien laattojen yläpintaan asennetaan ainakin 2/3 alapinnan teräksistä ja 1/3 teräksistä viedään tuen ylitse jatkuvina. Reunatuille, vaikka ne on oletettu vapaasti tuetuiksi, tulee asettaa 1/4 aukkomentin maksimiteräksistä yläpintaan mahdollisen kiinnitysmomentin takia. (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 362) Jakoteräksiä määritettäessä niiden määrä riippuu liikkuvasta kuormasta eli hyötykuormasta. Alle 5 kN/m² hyötykuormalla voidaan käyttää 10 % pääraudoituksesta ja yli menevällä 15 %. (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 362)

4.3 Ristiin kantavat laatat ja pilarilaatat

Ristiin kantavien laattojen momentit voitiin laskea sivujen suuntaisten kaistojen avulla. Kaistoille jaettujen kuormien tuli taivuttaa laatkaa yhtä paljon laatan keskipisteessä. Näin saatua momentteja voitiin pienentää kertoimilla, jotka saatiin ristiin menevien kaistojen momenttien suhteiden avulla. Tukireaktiot laatalla saatiin jakamalla rakenne kolmioihin ja/tai puolisuunnikkaisiin ja laskemalla reaktiot niihin osuvilla kuormilla. (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 362–364) Lisäksi aloitettiin huomioimaan laatan nurkkaan tarvittava lisäraudoitus vääntömomentin takia. Nurkkiin, joiden sivut ovat kiinnitetty, syntyy ilman tarvittavaa raudoitusta halkeilua. Halkeilua voi tapahtua herkästi, jos ei oteta huomioon mahdollista kiinnitysmomenttia, vaan luotetaan niveltukiin. (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 364)

Pilarilaatoissa laatan mitat ja kaistajako pysyivät samoina verrattuna 1930-luvun rakentamiseen, lisäksi mitoittaminen on pysynyt samankaltaisena. Momenttien laskemiseen laatan eri kohdissa on annettu Rakentajain kalenterissa (Suomen Rakennusmestari liitto 1952, s. 367–369) paremmat ohjeet aikaisempaan verrattuna.

5. MITOITTAMINEN VUOSINA 1955–1965

Mitoittaminen 1950-luvun lopulla oli hyvin samanlaista kuin kyseisen vuosikymmenen alussa. Statiikan ja voimasuureiden laskemiseen ei ollut tullut uudistuksia, mutta materiaalien luokittelun kasvu jatkui. Suurimpana muutoksena on betonin lujuusluokkien määrittely vanhojen betoniluokkien sisällä.

5.1 Materiaalit

Betonin valmistusta alettiin valvomaan hieman tarkemmin aikaisempaan verrattuna, jolloin rakenteisiin saatiin lisää luotettavuutta. Vuonna 1955 betonia alettiin luokittelemaan tarkemmin puristuslujuuksien mukaan vanhojen betoniluokkien sisällä. Yleisesti käytetyt lujuusluokat olivat A-luokan betonilla K60 (kg/cm²), K100, K200, K300 ja K400. B- ja C-luokan betoneilla: K60, K100 ja K200. (Suomen Rakennusmestariliitto 1954, s. 372) Rasitetuissa rakenteissa määriteltiin vähimmäislujuusluokat rakenteen säilyvyyden takaamiseksi. (Suomen Rakennusmestariliitto 1954, s. 387)

Materiaaleille annetaan Rakentajain kalenterissa (Suomen Rakennusmestariliitto 1954) sallitut jännitykset taulukkomuodossa. Jännitykset vaihtelevat käytettyjen materiaali-luokkien perusteella. Teräsbetonirakenteiden betonin sallitut puristusjännitykset vaihtelivat betonin lujuusluokan mukaan taulukon 15 mukaan. (Suomen Rakennusmestariliitto 1954, s. 389) Taulukon arvoja oli pienennettävä laatoilla 0,1 MPa/10 mm, jos laatan korkeus jäi alle 200 mm. Jos laatan korkeus oli pienempi kuin 150 mm, arvoja vähennettiin 15 %. (Suomen Rakennusmestariliitto 1954, s. 388) Sallituissa leikkausjännityksissä τ_0 tarkoittaa leikkausraudoittamatonta rakennetta ja τ_0' leikkausraudoitettua, jolloin sai mitoittaa yksinään betonille kyseisen jännityksen. Sallitut leikkausjännitykset on esitelty taulukossa 16. (Suomen Rakennusmestariliitto 1954, s. 392) Betonin ja teräksen tartuntajännitykseksi sai olettaa korkeintaan taulukon 17 mukaiset jännitykset betoni- ja teräsluokittain (Suomen Rakennusmestariliitto 1954, s. 393). Myös betoniteräksille oli olemassa taulukon 18 mukaiset maksimi jännitykset. Laatoissa, jotka olivat yli 100 mm korkeita, voitiin sallittua jännitystä korottaa 20 MPa. (Suomen Rakennusmestariliitto 1954, s. 393)

Taulukko 15. Teräsbetonirakenteen betonin sallitut puristusjännitykset.

Betonin lujuusluokat [MPa]	sallittu puristusjännitys [MPa]
K45	12,5
K40	11,5
K35	10,5
K30	9,5
K25	8,5
K20	7,5
K15	5

Taulukko 16. Betonin sallitut leikkausjännitykset.

Betonin lujusluokat [MPa]	τ_0 [MPa]	τ_0' [MPa]
K45	0,95	2
K40	0,9	2
K35	0,85	1,9
K30	0,8	1,8
K25	0,7	1,7
K20	0,6	1,6
K15	0,55	1,4

Taulukko 17. Betonin ja terästen välinen sallitut tartuntajännitykset.

Betonin lujuusluokat [MPa]	Sallittu tartuntajännitys [MPa]	
	Sileät teräkset	Har- jateräkset
K45	0,95	1,9
K40	0,9	1,8
K35	0,85	1,7
K30	0,75	1,6
K25	0,65	1,45
K20	0,55	1,3
K15	0,4	1,1

Taulukko 18. Betoniterästen sallitut normaalijännitykset.

Betoniteräs	Alin vaadittava betoniluokka [MPa]	Sallittu jännitys [MPa]	
		A- ja B-betoni	C-betoni
St 37	K15	110	110
	K20	140	140
St 44	K15	110	110
	K20	150	140
St 52	K15	110	110
	K20	150	140
	K25	180	
V40	K15	180	160
	K20	220	200
Verkko	K15	180	160
	K20	220	200
	K25	240	

5.2 Mitoittaminen

1950-luvun lopun käytetyissä ankkuroinneissa ja jatkoksissa ei ollut merkittäviä eroja kyseisen vuosikymmenen alkuun verrattuna. Myöskään jännityksen mitoittamisessa ei ole tapahtunut oleellisia muutoksia aikaisempaan nähden. Kuitenkin yhteen suuntaan kantavien laattojen paksuus pihamailla, joissa on liikennettä, on kasvanut arvosta 90 mm, arvoon 120 mm. Ristiin kantavan laatan staattisissa laskelmissa oli käytettävä ristiin jäykistetyin laatan teoriaa, joka on esitetty luvuissa 3.2 ja 4.3. Mutta laatan reunan suuntaisia teräsmääriä voitiin pienentää puoleen laatan lyhemmän sivun 1/4 pituudella. Pilarilaatan mitoittaminen tehtiin vuosikymmenen alun mukaisesti. (Suomen Rakennusmestari liitto 1954)

Mitoitukseen kuitenkin vaikutti materiaalien mitoituslujuuksien muutos. Lujuusluokittelun uudistuksen myötä valvonnan tuli lisääntyä, jotta rakenne vastaa suunniteltuja lujuusluokkia. Tällöin myös suunnittelijalla tuli enemmän vastuuta betonin seossuhteiden laadimisessa.

6. MITOITTAMINEN VUOSINA 1965–1975

Vuonna 1965 ilmestyi ensimmäisen kerran erillinen julkaisu betoninormeista, Betoninormit 1965. Betoninormeissa ei ole juurikaan rakenteellisia ohjeita terästen vähimmäismäärään tai sijoituksiin, siksi kyseiset ohjeet on katsottava aikakauden Rakentajain kalenterista. Vuoden 1965 betoninormissa muutoksia tuli muuan muassa betoniteräksien luokitteluun ja raudoituksiin. Lisäksi betonitöiden valvonta lisääntyi, jonka seurauksena materiaalien sallitut jännitykset kasvoivat edelleen aikaisempaan verrattuna.

6.1 Materiaalit

Betonien luokittelu pysyi samankaltaisena kuin aikaisempaan ohjeeseen verrattuna, mutta terästen luokittelu kehittyi edelleen. Betoniteräksien valmistuksessa alkoi jo olla tiukat määräykset, jolloin luokittelu nousi myös tärkeäksi. Luokittelu tapahtui teräsmateriaaleittain ja myötölujuuksien avulla. Taulukossa 19 on esitelty terästen luokittelu Betoninormien taulukon 10:3 mukaan (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 25). Teräslaatuja S kuvaa hitsattavuutta, B kylmämuokattuja, A kuumavalssattuja, H harjateräksiä ja V verkkoja. Näiden betoniterästen sallitut jännitykset mitoituksessa ovat taulukossa 20. Sallittuja jännityksiä voi kasvattaa yli 100 mm rakenteissa 20 MPa, mutta jos käytetään alle K20 [MPa] betonia suunnittelussa, joudutaan vähentämään 40 MPa. (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 73)

Taulukko 19. Betoniterästen luokittelu ja ominaisuudet.

Teräsluokka	Teräslaatu	halkaisija [mm]	myötöraja [MPa]
1	A 22, A 22 S	≤30	240
		>30	220
2	A 32, A 32 S	≤30	340
		>30	320
3	A 40 H	≤15	420
	A 40 HS	>15	400
4	B 50 V	≤12	500
	B 50 HV	≤12	500

Taulukko 20. Betoniterästen sallitut jännitykset.

Teräslaatu	halkaisija [mm]	Sallittu jännitys [MPa]
A 22, A 22 S	≤30	140
	>30	130
A 32, A 32 S	≤30	180
	>30	170
A 40 H	≤15	230
A 40 HS	15<d≤28	220
B 50 V		240
B 50 HV		260

Materiaalia mitoittaessa käytettiin kyseisen materiaalilaadun sallitun jännityksen taulukkoarvoa, joka saatiin Betoninormeista. Materiaalien kestävyydelle ei asetettu osavarmuuskertoimia. Materiaalien sallitut jännitykset olivat tällä aikakaudella vielä pieniä verrattuna nykyhetkeen, vaikka käytössä oli jo tarkat laatu- ja valvontamääräykset. Betonin sallitut puristusjännitykset vaihtelivat käyttötarkoituksen mukaan, mutta taivutuspuristusjännityksen sallitut jännitykset laatta rakenteissa on esitelty taulukossa 21. (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 70) Teräsbetonirakenteiden sallitut leikkaus- ja tartuntajännitykset ovat taulukossa 22 betoniluokittain (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 72). Taulukossa 22 τ tarkoittaa betonin yksinottamaa leikkausjännitystä ja τ' jännitystä, kun rakenteessa on leikkausraudoitus. Tartuntalujuudet ovat sileäpintaisille teräksille, joista saadaan harjaterästen tartuntajännitys kertomalla $2\tau_{1sall}$ ja $1,5\tau'_{1sall}$. (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 72)

Taulukko 21. Betonin sallitut puristusjännitykset.

Betonin laatu [MPa]	$\sigma_{b,sall}$ [MPa]
K50	12
K45	11,2
K40	10,3
K35	9,4
K30	8,4
K25	7,3
K20	6,1
K15	4,8
K10	3,4

Taulukko 22. Teräsbetonin sallitut leikkaus- ja tartuntajännitykset

Betonin laatu [MPa]	τ_{0sall} , τ_{1sall} [MPa]	τ'_{0sall} , τ'_{1sall} [MPa]
K50	1,2	3
K45	1,1	2,8
K40	1	2,6
K35	0,9	2,4
K30	0,8	2,1
K25	0,7	1,8
K20	0,6	1,5
K15	0,5	1,2
K10	0,3	0,8

6.2 Mitoittaminen

Mitoittaminen tapahtui hyvin samanlaisena kuin aikaisemmin, vaikka teräksien määrän mitoittamiseen on uudet kerrointaulukot vastaamaan uusia betoni- ja teräsluokkia. Lisäksi on aloitettu huomioimaan terästen määrää halkeamien vähentämiseen. Halkeilu huomioitiin teräsbetonilaatan pääraudoituksen vähimmäismäärän avulla, joka laskettiin seuraavilla kaavoilla:

$$\mu = \frac{K_{28}+30}{\sigma_{tj}+100} \% \quad (17)$$

$$A_{tmin} = \frac{\mu * b * d}{1000} = \mu * d \quad , \quad (18)$$

joihin lukuarvot sijoitetaan tässä käyttäen yksiköitä MPa ja mm. Laskettu vähimmäismäärä oli kutistumishalkeilua vastaan suunniteltu. Laattaa mitoittaessa b on 1000 mm. (Suomen rakennusmestari liitto 1967, s. 162) Myös jakoteräksillä oli vähimmäismäärät, joka oli joko puolet pääterästen minimimäärästä tai 1/6 pääterästen määrästä (Suomen rakennusmestari liitto 1967, s. 166). Kun laattaa rasi tettiin kemiallisesti, halkeilulle asetettiin erityismääräykset, jolloin halkeama sai olla enintään 0,2 mm. (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 71) Kuivissa sisätiloissa olevalla laaatalla sallittiin 0,5 mm halkeama. Halkeamaa ohjeistettiin rajoittamaan käyttämällä harjateräksiä sekä tankokokoa ja tankoväliä rajoittamalla. (Suomen rakennusmestari liitto 1967, s. 164) Halkeaman keskimääräistä suuruutta voitiin tarkastella seuraavilla kaavoilla:

$$\sigma_m = \left(\sigma_t - \frac{45\sigma_{bvm}}{\mu_h} \right) * \frac{3\phi}{E_t * \eta} \left(1 + \frac{10}{\mu_h} \right) \quad , \quad \text{kun } 20 \geq \mu_h \geq 100 \frac{\sigma_{bvm}}{\sigma_t} \quad (19)$$

$$\text{tai} \quad \sigma_m = \frac{\phi \cdot (10 + \mu_h) \cdot \sigma_t^2}{60 \sigma_{bvm} \cdot \eta \cdot E_t}, \text{ kun } \mu_h < 100 \frac{\sigma_{bvm}}{\sigma_t} \quad (20)$$

$$\text{ja} \quad \mu_h = 100 \frac{A_t}{A_{bh}} \quad . \text{ (Suomen Rakennusinsinöörien Liitto 1965)} \quad (21)$$

Myös haitallisen taipuman vaarallisuus tiedostettiin, kun laattaan liittyi herkkiä rakenteita, esimerkiksi väliseiniä. Haitallista taipumaa estettiin rakenteen riittävällä korkeudella rakennetyypeittäin. Vähimmäismitat annettiin Betoninormissa vuodelta 1965 (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 83,85,88)

Yhteen suuntaan ja ristiin kantavien teräsbetonilaattojen raudoitukseen tuli pieniä muutoksia aikaisempaan verrattuna. Kun niveltukienkin yläpintaan asennettiin 1/4 aukon teräksien määrästä, vaadittiin lisäksi myös tuen alapintaan vietäväksi vähintään puolet aukossa olevista teräksistä. Jatkuvien ja kiinnitettyjen laattojen tuille oli taas vietävä vähintään 1/3 aukon maksimi kohdan teräksistä. (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 82–83) Yhteen suuntaa kantavaa laattaa mitoittaessa, voitiin käyttää laatan reunoilla ristiin kantavan laatan periaatetta, eli laatan lyhemmän sivun neljänneksen pituudella voitiin käyttää ainoastaan puolet keskikentän teräsmäärästä. Yhteen suuntaan kantava laatta voitiin mitoittaa kuten palkki. Jatkuvia palkkeja voitiin taas mitoittaa vapaasti tuettuina, vaikka palkit kiinnittyisivätkin tukiinsa. Todellisuudessa tuet ovat voineet olla kiinteitä ja sen vuoksi aloitettiin käyttämään enenevässä määrin Crossin-menetelmää myös laattoja laskeissa. (Suomen rakennusmestari liitto 1967, s. 125) Ristiin kantavien laattojen momenttien laskemiseen ja mitoitukseen aloitettiin käyttämään ruotsalaista Massive betongplattor –menetelmää. (Suomen rakennusmestari liitto 1967, s. 168)

Teräksien ankkurointi ja jatkokset pysyivät hyvin samankaltaisena aiempaan nähden, vaikka pieniä muutoksia tulikin terästen luokittelun myötä. Silti terästen sijoittelu pysyi samana, mutta halkeilun estämiseksi alennettiin terästen vapaata maksimiväliä arvosta 300 mm, arvoon 250 mm. Harjatankojen jatkospituutena käytettiin $35 \phi + 100 \text{ mm}$, joka on myös sama sileillä teräksillä, jos jännitykset ovat pieniä. Suurten jännitysten kohdalla sileät teräkset vaativat $45 \phi + 100 \text{ mm}$ tartuntapituuden. (Rakennusinsinööriyhdistys 1965, s. 33)

7. MITOITTAMINEN VUOSINA 1975–2007

Vuonna 1975 alettiin kokonaisuudistamaan betoni- ja teräsbetonirakenteiden mitoitusmenetelmää. Uudistuksessa mitoitusmenetelmä vaihtui sallittujen jännitysten käytöstä raja-tilamenetelmään, joka on CEB:n mallinormin kaltainen. Vuoteen 1980 mennessä uudistus alkoi olla valmis, mutta betoninormeihin tehtiin vielä pieniä muutoksia ja tarkennuksia useita kertoja 1980-luvun loppuun mennessä.

Mitoitettavat rakenteet jaettiin kolmeen rakenneluokkaan, joista 1 on vaativin valvonnaltaan ja rakenteiltaan. Luokka 3 oli vähäpätöisin, missä betonin suunniteltu kuutiolujuus ei ylittänyt 20 MPa. Betonin ja teräksen laskentalujuudet murtotilassa saatiin osavarmuuskertoimilla suunnittelulujuuksista rakennetyypeittäin taulukon 23 mukaan. (Suomen rakennusinsinöörien liitto 1981, s. 29) Osavarmuuskertoimilla laskiessa rakenteiden suunnittelulujuuksista saatiin käyttöön enemmän lujuutta kuin aiemmalla sallittujen jännitysten -menetelmällä.

Taulukko 23. Materiaalien osavarmuuskertoimet.

betoni	rakenneluokka	raudoitettu rakenne	
γ_c	1	1,35	
	2	1,5	
	3	1,9	
teräs		kuumavalssattu	kylmämuokattu
γ_s	1	1,1	1,15
	2	1,2	1,25
	3	1,35	1,35

Rakenteen taivutuskestävyyttä laskettaessa murtorajatilassa isoin muutos koski betonin puristusjännitysjakamaa, joka muuttui kolmion muotoisesta suorakaiteen muotoiseen jakaumaan. (Suomen rakennusinsinöörien liitto 1981, s. 45) Näin ollen tämä pienensi rakenteen poikkileikkausta, kun betonista saatiin enemmän potentiaalia käyttöön. Samalla lyheni rakenteen sisäinen momenttivarsi, joka osaltaan kasvatti rakenteen kokoa. Laatan betonin lävistyskapasiteetti V_c täytyy olla lävistysraudoittamattomassa rakenteessa suurempi kuin V_d eli mitoittava voima lävistyskohdassa. V_c voitiin laskea seuraavalla kaavalla

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd} \quad , \quad (22)$$

jossa ρ , k ja β laskettiin kaavoilla

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8 \text{ ‰} \quad , \text{ jossa } \rho_{x,y} \text{ ovat vetoterästen suhteelliset poikkileikkausalat} \quad (23)$$

$$k = 1,6 - d \geq 1 \text{ tai } k = 1,0 \text{ tai } k = 0,85, \text{ riippuen betonin tiheydestä} \quad (24)$$

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}} \quad . \quad (25)$$

Jos betonin lävistyskestävyys ei yksin kestänyt lävistävää voimaa, tarvittiin leikkausraudoitus. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys laskettiin kaavoilla

$$V_{Rd} = (0,25 * V_{Rd,c} + V_{Rd,s}) \leq 2V_{Rd,c} \quad (26)$$

$$V_{Rd,s} = A_{sv} * f_{yd} * \sin \alpha \quad , \quad (27)$$

jossa $f_{yd} \leq 300 \text{ MPa}$ ja α valitaan väliltä 30° – 90° . (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 29–31)

Tartuntoja ja jännityksiä tarkasteltaessa suoran tangon ankkurointikapasiteetti saatiin kaavalla

$$F_{bu} = k_b f_{ctd} u_s l_b \geq \sigma_s A_s \quad , \quad (28)$$

jossa k_b :n arvot pyöröteräksille ovat 1,0 ja 0,7, kun taas harjateräksille 2,4 ja 1,7. Näistä pienemmät arvot koskevat raudoituksia, joiden sijainti on epäedullinen. Ankkuroinnin pituuden tuli jokaisessa tapauksessa olla kuitenkin vähintään 10ϕ . Ankkuroinnin tehostamiseen käytettiin koukkuja, jotka vastasivat oikein tehtyinä 10ϕ matkaa. Ankkurointipituuden perusarvo l_{b0} saatiin kaavalla

$$l_{b0} = 0,25 \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \phi \quad . \quad (\text{Suomen betoniyhdistys 1993, s.61}) \quad (29)$$

Jatkoksia suunniteltaessa tuli jatkospituuden täyttää seuraavan kaavan mukainen pituus

$$l_j = 0,25 k_j \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \phi \quad , \quad (30)$$

jossa k_j arvo riippuu terästen sijainnista toisiinsa ja betonipintaan nähden saaden arvoja 1,0–2,0 väliltä. (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 40–44) Jos laattaa kuormitti paikallinen voima, oli tutkittava siitä johtuva paikallinen puristus ja halkaisuvoima Betoninormien

1993 kaavalla 2.67. (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 47) Betonin halkaisukapasiteetti katsottiin riittäväksi, jos voimasta aiheutuva 1,2-kertainen paine on pienempi kuin betonin puristuslujuus (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 48).

Käyttörajatilassa taipuma sai olla enintään $L/500$, kun rakenteessa on herkkiä liitoksia. Rakenteen taipumia ei kuitenkaan tarvinnut laskea, jos rakenteen korkeuden ja jännemitan suhde täytti seuraavan ehdon

$$\frac{d}{L} = \frac{k_m k_p}{a\beta} \varepsilon_{yk} L \quad , \quad (31)$$

jossa $k_m = 1,0$. k_p on geometrisesta raudoitussuhteesta riippuva kerroin, joka on 1,0–4,5 ja kerroin β on rakennetyypistä johtuva kerroin. (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 51–52)

Betonin halkeilua rajoitettiin ympäristöolosuhteiden ja raudoitteen korroosion kestävyysmukaan. Ympäristöolosuhteet jaettiin 3 luokkaan, joihin määriteltiin myös suurin halkeamaleveys. Vaativimmassa luokassa suurin sallittu halkeamaleveys oli 0,2 mm, luokissa 2 ja 3 0,3 mm. (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 54) Rakenteen halkeilukapasiteetti voitiin laskea kaavalla

$$\frac{N_d}{kN_r} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1 \quad . \quad (\text{Suomen betoniyhdistys 1993, s. 53}) \quad (32)$$

Halkeaman ominaisleveys taas saatiin Betoninormien (1993) kaavalla 2.81 (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 54)

Laatan vetoraudoituksen vähimmäismäärä oli

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad . \quad (36)$$

Vetoraudoituksen tankojen keskinäisten välien tuli olla 3 h , mutta sen oli oltava 150–400 mm väliltä. Laatan reuna-alueilla maksimiväli voi kuitenkin olla 600 mm. Nämä arvot ovat kasvaneet 80-luvun alun betoninormien jälkeen. Lisäksi vapaille tuille on vietävä vähintään 30 % aukon maksimi teräsmäärästä. Myös rakenteen yläpintaan tuli asentaa 25 % aukon raudoituksesta mahdollisen kiinnitysmomentin vuoksi jännemitan 0,2-kertaiselle pituudelle. Yhteen suuntaan kantavien laattojen poikittaisrauditus tuli olla vähintään 20 % pääraudoituksesta. (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 63) Rakenteiden suojabetonipeitteen paksuus riippui ympäristöluokista. Ympäristöluokat määriteltiin olosuhteiden rasittavuuden mukaan 3 luokkaan, jossa vaativimmassa luokassa Y1 betonipeitteen paksuuden oli oltava 35 mm, luokassa Y2 25 mm ja Y3 luokassa 15 mm. Näille luokille oli myös annettu betonin pienin sallittu suunnittelulujuus. Luokassa Y1 voitiin käyttää vain suurempaa lujuusluokkaa kuin K40. Luokassa Y2 käytettiin raja-arvona K25 luokan

betonia, paitsi perustuksissa, jolloin piti käyttää vähintään K40 luokan betonia. Y3 luokassa betonin käyttöön vaadittiin K15 ylitystä. (Suomen betoniyhdistys 1993, s. 72) Betonin vaikuttaviin haitallisiin aineisiin kuuluu myös ilman hiilidioksidi. Tämä otetaan huomioon vasta Eurokoodissa 2.

8. PÄÄTELMÄT

Tämän työn liitteessä A on laskettu 3-aukkoisen laatan, jonka yksi sivu on kiinnitetty, raudoitus, joka on saatu FEMDesign-ohjelmalla. Liitteessä voidaan nähdä mitoitettava rakennemalli tarkemmin. Tarkoituksena on verrata eri aikakausien mitoituksen tuloksia. Liitteessä B on laskettu rakennemalli 1930-luvun mukaan. Lasku on toteutettu 1000 mm leveänä jatkuvana palkkina, joka liittyy kiinteästi tukiin. Voimasuuret on saatu Rakentajain kalenterista (Suomen Rakennusmestari liitto 1942). Laskuista huomataan materiaalien lujuuksista johtuva materiaalien määrä ero (teräsmäärä/rakenteen korkeus) nykyi- kaiseen mitoitukseen verrattuna. Kuitenkin momentit ovat lähellä todellisia arvoja. Vuosien 1945–1955 mitoitus on esitetty liitteessä C. Tähän laskuun on edellisestä muokattu vain lisääntynyt materiaalien kestävyys. Tästä voidaan havaita materiaalien lujuuden kasvusta johtuva poikkileikkauksen pieneneminen. Myös liitteen D vuosien 1955–1965 mitoituksena ainut muutos on materiaalien lujuuksien kehitys. Liitteen E vuosien 1965–1975 mitoitus lasku on tehty aikaisempien laskujen tyyliin kiinnitetyn laatan mukaan. Rakennusmääräyskokoelma aikakauden laskun (liite F) voimasuuret on laskettu vapaasti tuetun jatkuvan palkin teorian mukaan, jotta nähdään ero nykyaikaiseen, ristiin kantavan laatan teorian mukaiseen mitoitukseen. Maksimimomentit ovat Rakennusmääräyskokoelmalla hieman suuremmat johtuen suuremmista osavarmuusluvusta sekä ristiin kantavan laatan ja vapaasti tuetun jatkuvan palkin teorioiden eroista.

Teräsmäärän ja rakenteen koko erot johtuvat materiaalien lujuuksien mitoituseroista, jotka ovat kehittyneet koko ajan suuremmiksi. Ennen 1980-lukua rakenteen kokoa kasvatti myös vääränlainen malli betonin jännitysjakaumasta, joka kasvatti betonin tarvitsemaa puristus pinta-alaa. Toisaalta momenttivarsi kasvoi hieman ja osaltaan vähensi terästen tarvittavaa pinta-alaa. Kokonaisuutta ajatellen materiaalien lujuudet kasvoivat enemmän ja momenttivarsi pieneni vanhaan nähden. Betonin lujuuden sekä varsinkin kimmo- kertoimen kasvu vähensi betonin puristus pinta-alaa selkeästi.

Tulosten pohjalta on tehty taulukko 24, jossa näkyvät eri aikakausien erot. Taulukosta huomataan rakenteen korkeuden muutokset ja momenttien arvojen eroavaisuudet. Taulukosta 24 voidaan nähdä myös, että momentit ovat vanhoissa ohjeissa varmalla puolella. Varsinkin keskiaukon momentissa on huomattava ero. Eli ennen on asennettu ylimääräistä rautaa jatkuvat laatan keskikentän alapintaan.

Taulukko 24. Liitteissä lasketut tulokset.

Mitoitus- aika	Raken- teen kor- keus	Alapinnan maksimi mo- mentti keskiau- kossa(kNm)	Alapinnan mak- simi momentti reuna-au- kossa(kNm)	keskitukien maksimi momentti (kNm)	Alapinnan teräs	Yläpin- nan teräs	Jakoteräs
Eurokoodi 2	200 mm	10 kNm	25 kNm	31 kNm	φ8 k150	φ10 k150	φ8 k200/φ8 k350
1943	260 mm	22 kNm	30 kNm	36 kNm	φ20 k250	φ20 k200	φ12 k300
1953	230 mm	20 kNm	27 kNm	33 kNm	φ16 k250	φ16 k250	φ10 k300
1955	210 mm	19 kNm	25 kNm	31 kNm	φ16 k250	φ16 k250	φ10 k300
1968	230 mm	20 kNm	27 kNm	33 kNm	φ16 k250	φ16 k250	φ10 k300
RakMK B4 (1993)	200 mm	9 kNm	29 kNm	36 kNm	φ12 k250	φ12 k200	φ8 k300

Betonin halkeilun yksi vaikutustekijä on viruma eli muodonmuutos, joka syntyy ajan kuluessa jännityksen vaikuttaessa, kasvattaa osaltaan laatan taipumaa ja halkeilua. Betonin virumaan vaikuttaa rakenteen kimmokerroin, ympäristäolosuhteet, kuormitushistoria ja rakenteen geometria. Viruma on sitä suurempi mitä huonompi on rakenteen kimmokerroin. Vanhoissa rakenteissa käytetty betonin laatu voi olla hyvinkin heikkoa. Tällöin viruman osuus voi kasvaa hyvinkin suureksi pitkän ajan kuluessa.

9. YHTEENVETO

Ajan myötä teräsbetoni-laatoista on tullut entistä tehokkaampia ja taloudellisempia kokonaisuuksia. Tämä tarkoittaa pienempiä ja kestävämpiä poikkileikkauksia, joihin on päästy materiaalien lujuuden kehityksen ansiosta. Rakenteiden kestävyys ohella myös turvallisuus on parantunut, koska betonin ja terästen yhteistoimintaa on tutkittu jatkuvasti ja entistä homogeenisempien rakenteiden käyttäytyminen voidaan ennustaa paremmin. Eri-tyisesti 1980-luvun alussa tullut rajatilatarkastelu ottaa mitoituksessa huomioon enemmän epäedullisia tilanteita, mikä oli iso muutos vanhasta sallittujen jännitysten menetelmään verrattuna. Rakenteen voimasuureiden mallintamisessa on aloitettu käyttämään entistä kuvaavampia menetelmiä mallintamaan rakenteen todellista toimintaa. Tämän on mahdollistanut tietotekniikan kehittyminen. Tietokoneohjelmilla voidaan saada nopeasti vaikeistakin kohteista hyvin tarkat mallit, jotka olisivat olleet ennen lähes mahdottomia laskuja. Tämän takia, varsinkin ennen 1980-lukua, rakenteita yksinkertaistettiin hyvin paljon. Tällöin teräsbetoni-laattoja mitoitettiin yleisesti jatkuvan vapaasti kiinnitetyn palkin teorian mukaan, johon voimasuureille löytyi taulukkoarvoja. Eri teorioilla lasketuilla momenttien arvoilla ei ole merkittävää eroa 3-aukkoisessa teräsbetoni-laatatassa. Optimoinnin kannalta momenttien erot johtavat kustannusten kasvuun tai liian pieneen varmuuteen rakenteen kestävydessä.

Laatan yläpintaan reunatuen kohdalle voi syntyä haitallista halkeilua kiinnitysmomentista, jos siihen ei ole asennettu riittävää raudoitusta. Kyseisen raudoituksen määrä voi vaihdella ennen vuotta 1945. Reunatuen mahdollinen kiinnitysmomentti on kyllä tunnettu, mutta ennen vuotta 1945 siihen ei ollut annettu vähimmäismäärää. Vuoden 1945 jälkeen on ohjeistettu asentamaan $1/4$ maksimikenttäraudoituksesta. Tätä ohjeistusta täydennettiin 1980-luvulla, kun kyseisen raudoituksen tuli ylettyä $0,2 L$ päähän reunatuesta. Raudoitukseen ja pitkäaikaiskestävyyteen tuli suuri parannus vuonna 1965. Tällöin aloitettiin huomioimaan tarkemmin betonin kutistuman, viruman ja sitä kautta halkeilun vaikutusta rakenteen kestävyys ja ulkonäköön. Varsinainen käyttöikä suunnittelu tuli voimaan 2005, jolloin rakennesuunnitelmiin tuli merkitä käyttöiäksi 50–200 vuotta. Vuonna 1945 alettiin huomioimaan ristiin kantavien laattojen nurkkaraudoitus. Nurkkiin syntyy herkästi halkeilua, jos ei ole otettu huomioon mahdollisia tukimomenteja tuilla.

Betonin halkeilun estämiseksi otettiin vuonna 1965 käyttöön terästen vähimmäismäärä. Terästen vähimmäismäärän avulla pyrittiin pääasiassa estämään kutistumasta aiheutuvaa halkeilua vetopinnassa. Tämä vähimmäismäärä tulisi olla rakenteen jokaisessa vedetyssä

kohdassa. Toisaalta, jos laatan yläpinnassa on raudoitus, yläpintaan voi syntyä pientä halkeilua terästen kohdalle, kun betoni kutistuu niiden välissä. Betonin kutistumaan vaikuttavat erityisesti ympäristöolosuhteet, raudoituksen sijainti, betonimassan vesi-sementti-suhde ja rakenteen geometria.

10. LÄHTEET

Rakennusinsinööriyhdistys (1965). Betoninormit 1965, Suomen betoniyhdistys: Helsinki.

SFS EN-1992-1-1 (2015). Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu: yleiset ohjeet ja rakennuksia koskevat ohjeet. Suomen Standardisoimisliitto, Helsinki.

SFS EN-1992-1-1-NA (2016). Kansallinen liite standardiin SFS EN-1992-1-1. Ympäristöministeriö, Helsinki.

Suomen betoniyhdistys (1993). Betoninormit: RakMK B4 ja korkealujuuksisten betonien lisäohjeet, 6. p. Suomen betonitieto, Helsinki.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto (1965). Betoninormien selityksiä 1965, Helsinki.

Suomen rakennusinsinöörien liitto (1981). Betoninormit 1981, Helsinki.

Suomen Rakennusmestariliitto (1937). Rakentajain kalenteri 1938, Rakentajain kustannus, Helsinki.

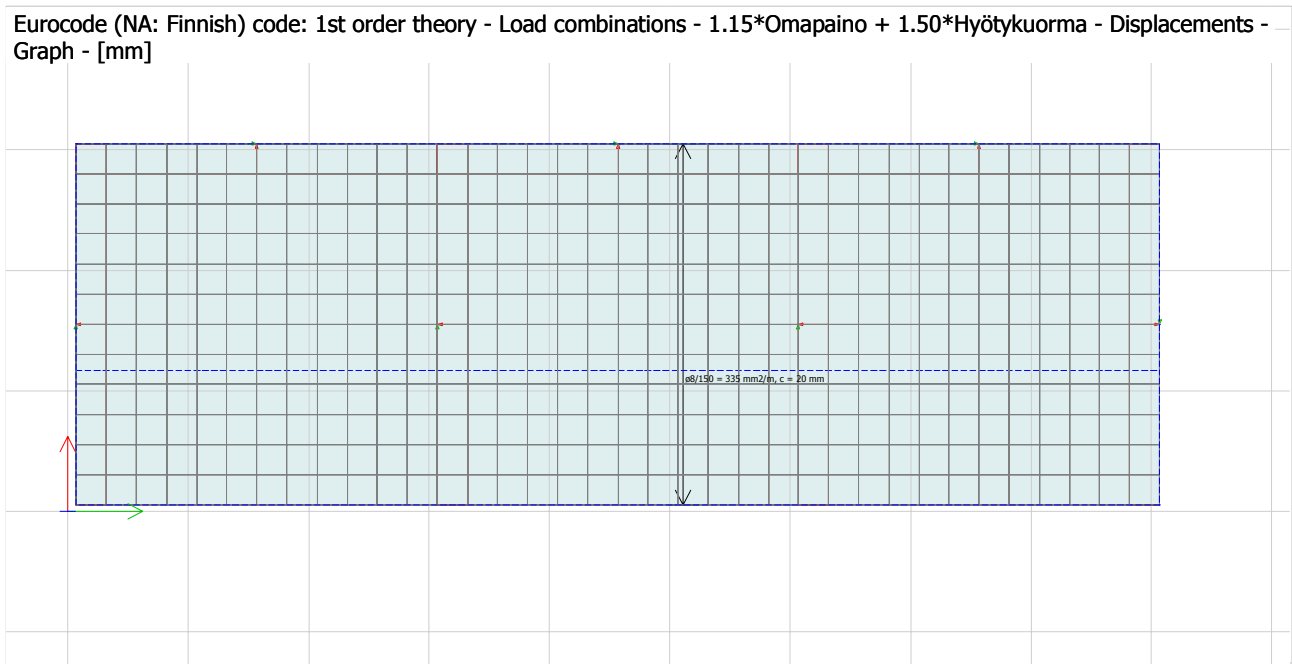
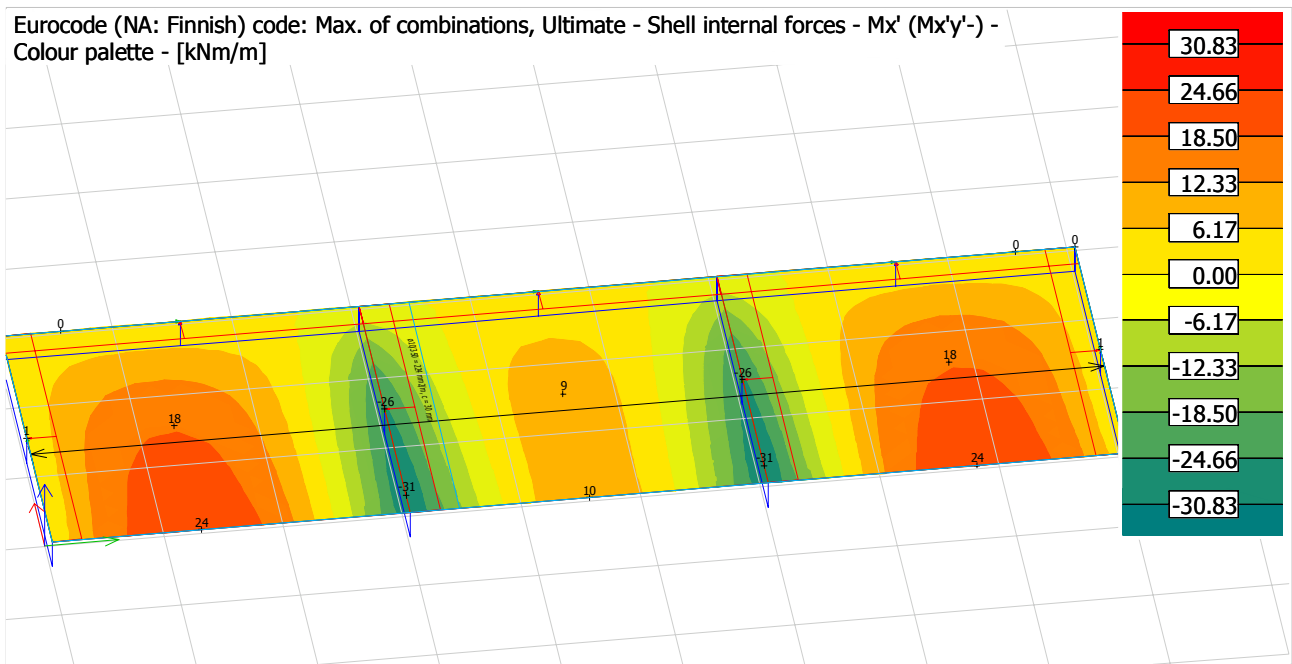
Suomen Rakennusmestariliitto (1942). Rakentajain kalenteri 1943, Rakentajain kustannus, Helsinki.

Suomen Rakennusmestariliitto (1952). Rakentajain kalenteri 1953, Rakentajain kustannus, Helsinki.

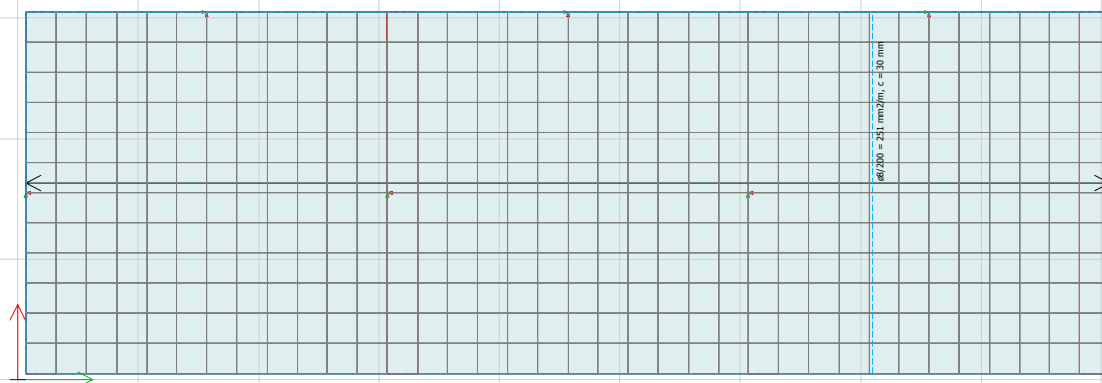
Suomen Rakennusmestariliitto (1954). Rakentajain kalenteri 1955, Rakentajain kustannus, Helsinki.

Suomen rakennusmestariliitto (1967). Rakentajain kalenteri 1968, Rakentajain kustannus, Helsinki.

LIITE A: RAKENTEEEN MITOITUS EUROKOODIN MUKAAN

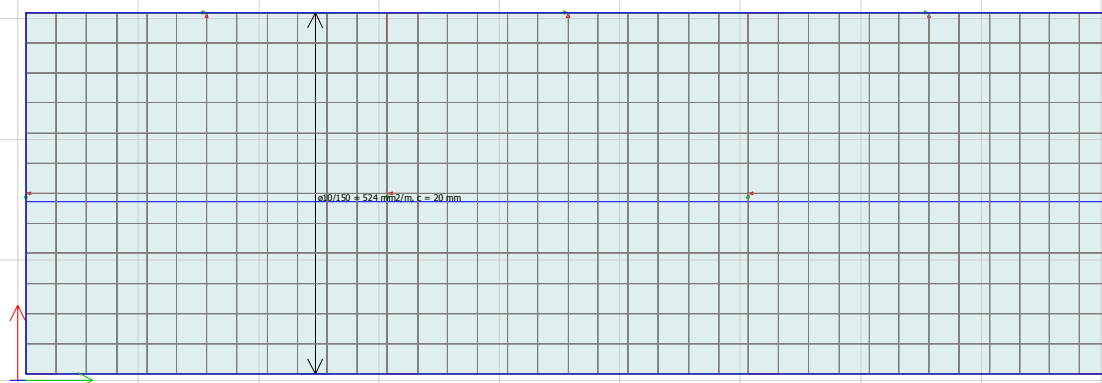


Eurocode (NA: Finnish) code: 1st order theory - Load combinations - 1.15*Omapaino + 1.50*Hyötykuorma - Displacements - Graph - [mm]

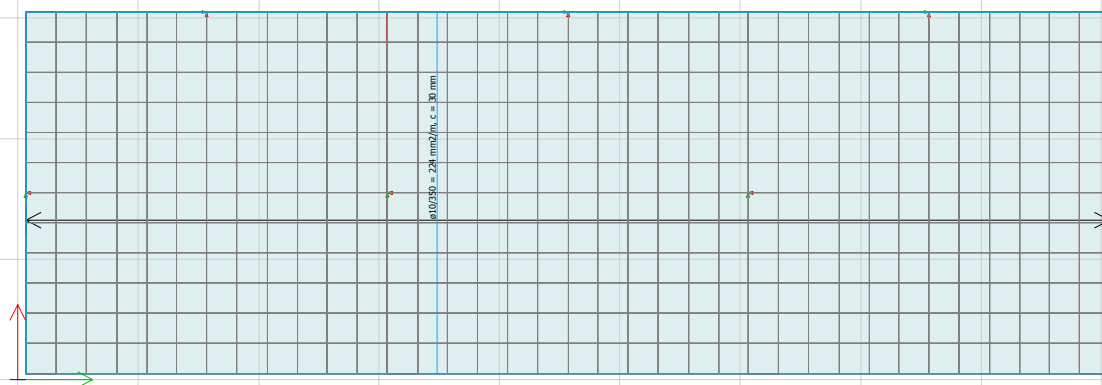


Alapinta: $\phi 8$ k150, jako $\phi 8$ k200

Eurocode (NA: Finnish) code: 1st order theory - Load combinations - 1.15*Omapaino + 1.50*Hyötykuorma - Displacements - Graph - [mm]



Eurocode (NA: Finnish) code: 1st order theory - Load combinations - 1.15*Omapaino + 1.50*Hyötykuorma - Displacements - Graph - [mm]



Yläpinta: $\phi 10$ k150, jako $\phi 8$ k350

LIITE B: RAKENTEEEN MITOITUS VUONNA 1943

Rakentajain kalenteri 1943:

$$\begin{aligned} L &:= 6\text{m} & b &:= 1000\text{mm} & c &:= 10\text{mm} & \text{teräksen säde} \\ h &:= 260\text{mm} & n &:= 15 & r_1 &:= 10\text{mm} \\ g &:= h \cdot 1\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & q &:= 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & p &:= g + q = 9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & r_2 &:= 10\text{mm} \end{aligned}$$

Kenttämomentit

$$\text{reuna - aukossa} \quad M_1 := p \cdot \frac{L^2}{11} = 29.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{keskiaukoissa} \quad M_2 := p \cdot \frac{L^2}{15} = 21.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tukimomentit

$$\text{reunatuki} \quad M_4 := 0$$

$$\text{keskituet} \quad M_5 := p \cdot \frac{L^2}{9} = 36 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Raudoitus

$$\text{betonin max puristuslujuus} \quad \sigma_1 := 4\text{MPa} \quad \text{ennakkokokeissa } \sigma > 14\text{MPa}$$

$$\text{teräksen max vetolujuus} \quad \sigma_2 := 120\text{MPa}$$

Yläpinta

$$d_1 := h - c - r_1 = 240 \cdot \text{mm} \quad A_2 := \pi \cdot (r_1)^2 \cdot 5 = 1571 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{valitaan } \phi 20 \text{ k}200$$

Betonin puristuspuunnan korkeus

Vaadittu teräsmäärä

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}} \right) = 85 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := \frac{|M_5|}{\sigma_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 1418 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

$$\sigma_3 := 2 \cdot \frac{|M_5|}{b \cdot x \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 4.0 \cdot \text{MPa}$$

teräksen tod. veto

$$\sigma_4 := \frac{|M_5|}{A_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 108.3 \cdot \text{MPa}$$

Alapinta

$$d_1 := h - c - r_2 = 240 \cdot \text{mm} \quad A_2 := \pi \cdot (r_2)^2 \cdot 4 = 1257 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{valitaan } \phi 20 \text{ k}250$$

Betonin puristuspuunnan korkeus

Vaadittu teräsmäärä

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}} \right) = 78 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := \frac{|M_1|}{\sigma_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 1147 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

teräksen tod. veto

$$\sigma_3 := 2 \cdot \frac{|M_1|}{b \cdot x \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 3.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 := \frac{|M_1|}{A_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 109.5 \cdot \text{MPa}$$

Raudoitus

Alapintaan $\phi 20$ k250

Yläpintaan $\phi 20$ k200

Jakoraudoitus $\phi 12$ k300

LIITE C: RAKENTEEEN MITOITUS VUONNA 1953

Rakentajan kalenteri 1953:

$$\begin{aligned} L &:= 6\text{m} & b &:= 1000\text{mm} & c &:= 15\text{mm} & \text{teräksen säde} \\ h &:= 230\text{mm} & n &:= 15 & r_1 &:= 8\text{mm} \\ g &:= h \cdot 1\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & q &:= 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & p &:= g + q = 8.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & r_2 &:= 8\text{mm} \end{aligned}$$

Kenttämomentit

reuna – aukossa $M_1 := p \cdot \frac{L^2}{11} = 27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

keskiaukoissa $M_2 := p \cdot \frac{L^2}{15} = 19.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Tukimomentit

reunatuki $M_4 := 0$

keskituet $M_5 := p \cdot \frac{L^2}{9} = 33 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Raudoitus

betonin max puristuslujuus $\sigma_1 := 6\text{MPa}$ B – luokan betoni ennakkokokeissa $\sigma > 20\text{MPa}$
 teräksen max vetolujuus $\sigma_2 := 240\text{MPa}$ Harjateräs V40

Yläpinta

$d_1 := h - c - r_1 = 207 \cdot \text{mm}$ $A_2 := \pi \cdot (r_1)^2 \cdot 4 = 804 \cdot \text{mm}^2$ valitaan $\phi 16$ k250

Betonin puristuspuunnan korkeus

Vaadittu teräsmäärä

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}} \right) = 60 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := \frac{|M_5|}{\sigma_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 735 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

teräksen tod. veto

$$\sigma_3 := 2 \cdot \frac{|M_5|}{b \cdot x \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 5.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 := \frac{|M_5|}{A_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 219.3 \cdot \text{MPa}$$

Alapinta

$$d_1 := h - c - r_2 = 207 \cdot \text{mm} \quad A_2 := \pi \cdot (r_2)^2 \cdot 4 = 804 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{valitaan } \phi 16 \text{ k250}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus

Vaadittu teräsmäärä

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}} \right) = 60 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := \frac{|M_1|}{\sigma_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 601 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

teräksen tod. veto

$$\sigma_3 := 2 \cdot \frac{|M_1|}{b \cdot x \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 4.8 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 := \frac{|M_1|}{A_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 179.4 \cdot \text{MPa}$$

Raudoitus

Alapintaan $\phi 16$ k250

Yläpintaan $\phi 16$ k250

Jakoraudoitus $\phi 10$ k300

LIITE D: RAKENTEE MITOITUS VUONNA 1955

Rakentajan kalenteri 1955:

$$\begin{aligned} L &:= 6\text{m} & b &:= 1000\text{mm} & c &:= 15\text{mm} & \text{teräksen säde} \\ h &:= 210\text{mm} & n &:= 15 & r_1 &:= 8\text{mm} \\ g &:= h \cdot 1\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & q &:= 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & p &:= g + q = 7.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & r_2 &:= 8\text{mm} \end{aligned}$$

Kenttämomentit

reuna – aukossa $M_1 := p \cdot \frac{L^2}{11} = 25.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

keskiaukoissa $M_2 := p \cdot \frac{L^2}{15} = 18.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Tukimomentit

reunatuki $M_4 := 0$

keskituet $M_5 := p \cdot \frac{L^2}{9} = 31 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Raudoitus

betonin max puristuslujuus $\sigma_1 := 7.5\text{MPa}$ B – luokan betoni K20

teräksen max vetolujuus $\sigma_2 := 240\text{MPa}$ Harjateräs V40

Yläpinta

$$d_1 := h - c - r_1 = 187 \cdot \text{mm} \quad A_2 := \pi \cdot (r_1)^2 \cdot 4 = 804 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{valitaan } \phi 16 \text{ k250}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus

Vaadittu teräsmäärä

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}} \right) = 56 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := \frac{|M_5|}{\sigma_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 768 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

teräksen tod. veto

$$\sigma_3 := 2 \cdot \frac{|M_5|}{b \cdot x \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 6.6 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 := \frac{|M_5|}{A_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 229.1 \cdot \text{MPa}$$

Alapinta

$$d_1 := h - c - r_2 = 187 \cdot \text{mm} \quad A_2 := \pi \cdot (r_2)^2 \cdot 4 = 804 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{valitaan } \phi 16 \text{ k250}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus

Vaadittu teräsmäärä

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}} \right) = 56 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := \frac{|M_1|}{\sigma_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 628 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

teräksen tod. veto

$$\sigma_3 := 2 \cdot \frac{|M_1|}{b \cdot x \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 5.4 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 := \frac{|M_1|}{A_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 187.4 \cdot \text{MPa}$$

Raudoitus

Alapintaan $\phi 16$ k250

Yläpintaan $\phi 16$ k250

Jakoraudoitus $\phi 10$ k300

LIITE E: RAKENTEEEN MITOITUS VUONNA 1968

Rakentajain kalenteri 1968:

$$\begin{aligned} L &:= 6\text{m} & b &:= 1000\text{mm} & c &:= 15\text{mm} & \text{teräksen säde} \\ h &:= 230\text{mm} & n &:= 15 & r_1 &:= 8\text{mm} \\ g &:= h \cdot 1\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & q &:= 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & p &:= g + q = 8.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} & r_2 &:= 8\text{mm} \end{aligned}$$

Kenttämomentit

reuna – aukossa $M_1 := p \cdot \frac{L^2}{11} = 27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

keskiaukoissa $M_2 := p \cdot \frac{L^2}{15} = 19.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Tukimomentit

reunatuki $M_4 := 0$

keskituet $M_5 := p \cdot \frac{L^2}{9} = 33 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Raudoitus

betonin max puristuslujuus $\sigma_1 := 6.1\text{MPa}$ B – luokan betoni K20

teräksen max vetolujuus $\sigma_2 := 240\text{MPa}$ A 40 H

Yläpinta

$d_1 := h - c - r_1 = 207 \cdot \text{mm}$ $A_2 := \pi \cdot (r_1)^2 \cdot 4 = 804 \cdot \text{mm}^2$ valitaan $\phi 16$ k250

Betonin puristuspuinnan korkeus

Vaadittu teräsmäärä

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}} \right) = 60 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := \frac{|M_5|}{\sigma_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 735 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

teräksen tod. veto

$$\sigma_3 := 2 \cdot \frac{|M_5|}{b \cdot x \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 5.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 := \frac{|M_5|}{A_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 219.3 \cdot \text{MPa}$$

Alapinta

$$d_1 := h - c - r_2 = 207 \cdot \text{mm} \quad A_2 := \pi \cdot (r_2)^2 \cdot 4 = 804 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{valitaan } \phi 16 \text{ k250}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus

Vaadittu teräsmäärä

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}} \right) = 60 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := \frac{|M_1|}{\sigma_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 601 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

teräksen tod. veto

$$\sigma_3 := 2 \cdot \frac{|M_1|}{b \cdot x \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 4.8 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_4 := \frac{|M_1|}{A_2 \cdot \left(d_1 - \frac{x}{3} \right)} = 179.4 \cdot \text{MPa}$$

Raudoitus

Alapintaan $\phi 16$ k250

Yläpintaan $\phi 16$ k250

Jakoraudoitus $\phi 10$ k300

LIITE F: RAKENTEEN MITOITUS RAKMK B4:N MUKAAN

RakMk B4: Vapaasti tuetun jatkuvan palkin teoria, Rakenneluokka 2

$$\begin{array}{llll} \underline{L} := 6\text{m} & b := 1000\text{mm} & \underline{c} := 25\text{mm} & \text{teräksen säde} \\ h := 200\text{mm} & n := 8 & \gamma_1 := 1.5 & \gamma_2 := 1.2 \\ r_1 := 6\text{mm} & & & \\ r_2 := 6\text{mm} & & & \end{array}$$

$$\underline{g} := h \cdot 1\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p := 1.2g + 1.6q = 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kenttämomentit

$$\text{reuna - aukossa} \quad M_1 := 0.08p \cdot L^2 = 28.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{keskiaukoissa} \quad M_2 := 0.025p \cdot L^2 = 9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tukimomentit

$$\text{reunatuki} \quad M_4 := 0$$

$$\text{keskituet} \quad M_5 := 0.1p \cdot L^2 = 36 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Raudoitus

$$\text{betonin max puristuslujuus} \quad \sigma_1 := 0.7 \cdot \frac{25\text{MPa}}{1.5} = 11.7 \cdot \text{MPa} \quad \text{betoni K20}$$

$$\text{teräksen max vetolujuus} \quad \sigma_2 := \frac{500\text{MPa}}{1.2} = 416.7 \cdot \text{MPa} \quad \text{A500HW}$$

Yläpinta

$$\begin{array}{lll} d_1 := h - c - r_1 = 169 \cdot \text{mm} & \underline{A_2} := \pi \cdot (r_1)^2 \cdot 5 = 565 \cdot \text{mm}^2 & \text{valitaan } \phi 12 \text{ k200} \\ \mu := \frac{|M_5|}{\sigma_1 \cdot b \cdot (d^2)_1} = 0.11 & \beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.11 & z := d_1 \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 159 \cdot \text{mm} \end{array}$$

Vaadittu teräsmäärä

Betonin puristuspuunnan korkeus

$$A_1 := \frac{|M_5|}{\sigma_2 \cdot z} = 542 \cdot \text{mm}^2 \quad x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}}\right) = 35 \cdot \text{mm}$$

betoni tod. puristus

$$\sigma_3 := \frac{|M_5|}{b \cdot 0.8x \cdot z} = 8.1 \cdot \text{MPa}$$

teräksen tod. veto

$$\sigma_4 := \frac{|M_5|}{A_2 \cdot z} = 399.6 \cdot \text{MPa}$$

Alapinta

$$d_1 := h - c - r_2 = 169 \cdot \text{mm} \quad A_2 := \pi \cdot (r_2)^2 \cdot 4 = 452 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{valitaan } \phi 6 \text{ k250}$$

$$\mu := \frac{|M_1|}{\sigma_1 \cdot b \cdot (d^2)_1} = 0.09 \quad \beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.09 \quad z := d_1 \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 161 \cdot \text{mm}$$

Vaadittu teräsmäärä

$$A_1 := \frac{|M_1|}{\sigma_2 \cdot z} = 428 \cdot \text{mm}^2$$

betoni tod. puristus

$$\sigma_3 := \frac{|M_1|}{b \cdot x \cdot z} = 5.7 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristuspinnan korkeus

$$x := n \cdot \frac{A_2}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot \frac{d_1}{n \cdot A_2}}\right) = 32 \cdot \text{mm}$$

teräksen tod. veto

$$\sigma_4 := \frac{|M_1|}{A_2 \cdot z} = 394.6 \cdot \text{MPa}$$

Raudoitus

Alapintaan $\phi 12$ k250

Yläpintaan $\phi 12$ k200

Jakorauditus $\phi 8$ k300